

HYDROGEOLOGISCHE UNTERSUCHUNGEN
IN DER WASSERGESÄTTIGTEN
UND WASSERUNGESÄTTIGTEN ZONE
DER KREIDESCHICHTEN IM RAUM WACKERSDORF

JOHANNES M. HEINEMANN



Digitized by the Internet Archive
in 2026

HYDROGEOLOGISCHE UNTERSUCHUNGEN
IN DER WASSERGESÄTTIGTEN UND WASSERUNGESÄTTIGTEN ZONE
DER KREIDESCHICHTEN IM RAUM WACKERSDORF

Inaugural-Dissertation
zur Erlangung der Doktorwürde
der Fakultät für Geowissenschaften
der Ludwig-Maximilians-Universität München

vorgelegt von

JOHANNES M. HEINEMANN
aus Nürnberg

München, 4. März 1987

1. Berichterstatter: Prof. Dr. K.-P. Seiler
2. Berichterstatter: Prof. Dr. W.-D. Grimm

Tag der mündlichen Prüfung: 23. Juni 1987

I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

	Seite
<u>Liste der Abbildungen</u>	6
<u>Liste der Tabellen</u>	7
<u>Vorwort</u>	9
 <u>1 Einleitung</u>	 10
1.1 Aufgabenstellung	10
1.2 Die geographische Lage des Arbeitsgebietes	12
1.3 Der regionale hydrogeologische Rahmen	14
 <u>2 Geologie</u>	 19
2.1 Perm und Trias	19
2.2 Jura	21
2.3 Kreide	23
2.4 Tertiär	26
2.5 Quartär	28
2.6 Tektonik	29
 <u>3 Wasserhaushalt</u>	 30
3.1 Niederschlag	31
3.1.1 Gebietsniederschlag nach THIESSEN	33
3.2 Verdunstung und Abfluß	34
3.2.1 Potentielle Verdunstung	34
3.2.2 Berechnung der aktuellen Verdunstung aus Vegetationsdaten	35
3.2.2.1 Verdunstungshöhe des Nadelwaldes	36
3.2.2.2 Berechnung der Grundwasserneubil- dung aus Winterniederschlag und Verdunstung der Kiefer	37

	Seite
3.2.3 Abfluß unter Berücksichtigung der Verdunstung der freien Wasserflächen	40
3.3 Abfluß	40
3.3.1 Berechnung des unterirdischen Abflusses aus Aquiferdaten	41
3.4 Berechnung der Grundwasserneubildung aus der Grundwasserabsenkung	44
3.4.1 Berechnung des Absenkebeckens	45
3.4.2 Ergebnisse	46
<u>UNTERSUCHUNGEN IN DER WASSERGESÄTTIGTEN ZONE</u>	47
<u>4 Pumpversuche</u>	47
4.1 Überblick und Methoden	47
4.1.1 Bestimmung des Aquifertyps	48
4.1.2 Die Brunnen im Untersuchungsgebiet	49
4.2 Auswertung der Pumpversuche	50
4.2.1 Berechnungsmethoden	50
4.2.2 Berechnung aus der Absenkung	51
4.2.2.1 Das Verfahren nach CHOW	51
4.2.2.2 Das Verfahren nach COOPER & JACOB	56
4.2.2.3 Das Verfahren nach BOULTON	61
4.2.3 Berechnung aus dem Wiederanstieg nach THEIS	67
4.2.4 Vergleich der Ergebnisse	72
<u>5 Permeameterversuche</u>	73
5.1 Bestimmung der wassergesättigten Durchlässigkeit	73

	Seite
5.1.1 Randbedingungen	73
5.1.2 Versuchsanordnung	75
5.1.3 Auswertung der Versuchsergebnisse	76
5.2 Bestimmung der effektiven Porosität und des spontan entwässerbaren Porenvolumens	77
 <u>6 Untersuchungen mit künstlichen und natürlichen Markierungsstoffen</u>	 79
6.1 Markierungsversuche mit künstlichen Tracern	79
6.1.1 Randbedingungen	79
6.1.2 Versuchsdurchführung	80
6.1.3 Auswertung der Versuchsergebnisse	81
6.1.3.1 Definitionen der Abstandsgeschwin- digkeiten aus der Tracerdurch- gangskurve	83
6.1.3.2 Berechnung der mittleren Abstandsgeschwindigkeit	83
6.1.3.3 Schlußfolgerungen	84
6.1.3.4 Die Bedeutung der Klüfte	85
6.2 Messungen des natürlichen Tritiumgehalts	86
6.2.1 Randbedingungen	86
6.2.2 Grundsätzliche Überlegungen zur Anwendbar- keit von Modellen im Untersuchungsgebiet	88
6.2.3 Berechnung der mittleren Verweilzeit aus hydrologischen Daten	90
6.2.4 Der Tritiumgehalt des Grundwassers	91
6.2.4.1 Ergebnisse	92
6.2.4.2 Das Alter des Grundwassers	94

	Seite
<u>UNTERSUCHUNGEN IN DER WASSERUNGESÄTTIGTEN ZONE</u>	96
<u>7 Die Tonhorizonte und ihr Einfluß auf die Versickerung</u>	99
<u>8 Das Versuchsfeld für Sickerwasserversuche</u>	101
<u>9 Korngrößenanalysen, natürlicher Wassergehalt, Gesamtporosität und Sättigungsgrad</u>	104
9.1 Korngrößenanalysen	104
9.2 Natürlicher Wassergehalt	105
9.3 Gesamtporosität	107
9.4 Sättigungsgrad	107
<u>10 Sickerwasserversuche</u>	108
10.1 Aufbau der Berechnungslinie	108
10.2 Versuchsablauf	108
10.3 Wassergehalt und Sättigungsgrad während der Sickerwasserversuche	110
10.4 Auswertung der Versuche	111
10.4.1 Erster Sickerwasserversuch	111
10.4.2 Zweiter Sickerwasserversuch	112
10.4.3 Schlußfolgerungen	115
10.4.3.1 Berechnung der Infiltrationsgeschwindigkeit	118
<u>11 Tensiometerversuche</u>	119
11.1 Ermittlung der wasserungesättigten Durchlässigkeit	120

	Seite
11.2 Berechnung des Wassergehaltes und der Gesamtporosität	121
11.3 Auswertung der Tensiometermessungen	123
11.3.1 Saugspannungs-Wassergehalts-Kurven	123
11.3.2 Saugspannungs-K-Wert-Kurven	124
11.3.3 Berechnung der Sickergeschwindigkeit	124
<u>12 Zusammenfassung</u>	129
<u>Literaturverzeichnis</u>	135
<u>Tabellen</u>	141
<u>Anlagen</u>	151
Anl. 1: Geologische Karte	
Anl. 2: Geologisches Querprofil durch die Bodenwöhrer Senke	
Anl. 3: Geologisches Längsprofil durch die Bodenwöhrer Senke	
Anl. 4 - 6: Ganglinien des Niederschlags:	
Anl. 4 a - d: Station Schwandorf des DWD, 1941-1980	
Anl. 5 a - c: Station Altenschwand des DWD, 1951-1980	
Anl. 6 a + b: Meßstelle Rauberweiherhaus, 1961-1980	
Anl. 7 a - c: Ganglinien der potentiellen Verdunstung, Station Schwandorf des DWD, 1952-1981	
Anl. 8 a + b: Ganglinien des Abflusses in den Meßstellen 1 und 12, 1962 - 1981	

L I S T E D E R A B B I L D U N G E N

Abb. 1:	Die geographische Lage der Bodenwöhrer Senke	11
Abb. 2:	Übersichtskarte des Untersuchungsgebiets	17
Abb. 3:	Isohypsenplan des Grundwasserstockwerks in der Kreide 1971 mit dem Verlauf der unterirdischen Wasserscheiden und der Lage des Absenktrichters	18
Abb. 4:	Auswertung der Pumpversuchsdaten des Pegels 1 Kf a nach der Methode von CHOW (1952)	55
Abb. 5:	Auswertung der Pumpversuchsdaten des Pegels 1 Kf a nach der Methode I von COOPER & JACOB (1946)	60
Abb. 6:	BOULTON'sche Typkurven	62
Abb. 7:	Absenkkurve im Pegel 1 Kf b während des Pumpversuchs im Brunnen 1 Kf zum Auswerteverfahren nach BOULTON (1963)	63
Abb. 8:	Wiederanstiegskurve des Wasserspiegels im Brunnen 1 Kf zum Auswerteverfahren nach THEIS (1935)	71
Abb. 9:	Aufbau und Abmessungen des Permeameters	74
Abb. 10:	Lageplan der BBI-Brunnen und der MS-Pegel in der Umgebung der Tagebauseen im Rauberweihergebiet	82
Abb. 11:	Senkrechter Schnitt durch einen homogenen Grundwasserleiter mit Potentiallinien und Fließfäden	87
Abb. 12:	Grundwasserströmungsmodell eines unbedeckten Grundwasserleiters für die ungesättigte Bodenzone und den gesättigten Bereich mit der idealisierten vertikalen Verteilung der ^3H -Konzentration	88
Abb. 13:	Typkurven der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung für toniges und sandiges Sediment	98
Abb. 14:	Lageplan des Versuchsfelds für Sickerwasser-versuche	102
Abb. 15:	Höhengleichen der Oberfläche des liegenden Tonhorizonts im Versuchsfeld	103
Abb. 16:	Kornsummenkurven der Sedimente aus dem Versuchsfeld	106

	Seite
Abb. 17 a+b: Durchgangskurven der Farbtracer beim Ersten Sickerwasserversuch	113
Abb. 17 c+d: Durchgangskurven der Farbtracer beim Zweiten Sickerwasserversuch	114
Abb. 18: Wassergehaltsprofile unter den sechs Berechnungsgeräten nach dem Ende der Beregnung im Ersten Sickerwasserversuch	117
Abb. 19: Versuchsanordnung des Tensiometers	122
Abb. 20: Potentialverteilung im Tensiometer nach Absenkung der Standrohrspiegelhöhen	122
Abb. 21: Saugspannungs-Wassergehalts-Kurven aus Tensiometermessungen	127
Abb. 22: K-Wert-Saugspannungs-Kurven aus Tensiometermessungen	128

L I S T E D E R T A B E L L E N

Tab. 1: Mittlere Jahresniederschläge der 3 Meßstationen und ihre Flächenanteile am Einzugsgebiet
Tab. 2: Überblick über die Wasserhaushaltskomponenten und den nach verschiedenen Methoden berechneten Abfluß
Tab. 3: Ergebnisse der Pumpversuche im Brunnen 1 Kf, berechnet nach Absenkverfahren
Tab. 4: Ergebnisse der Pumpversuche in Pegeln auf dem Rotkreuzhügel, berechnet aus dem Wiederanstieg
Tab. 5: Ergebnisse der Pumpversuche im Versuchsfeld, berechnet aus dem Wiederanstieg
Tab. 6: Durchlässigkeit K_{10} und spontan entwässerbares Hohlraumvolumen n_e aus Permeameterversuchen
Tab. 7: Liste der Brunnen, in denen ein Tracerdurchgang gemessen wurde
Tab. 8: Liste der Abstandsgeschwindigkeiten aus den Markierungsversuchen und aus Berechnungen

Tab. 9: Tritiumgehalte (T.U. $\pm$ 2 δ) in Grundwasserproben
aus BBI-Brunnen und den Tagebauseen

Tab. 10: Übersicht über die Ergebnisse der Sickerwasserversuche

V O R W O R T

Die vorliegende Arbeit wäre nicht in dieser Form entstanden, wenn ich nicht von vielen Personen wertvolle Hilfe bekommen hätte.

Vor allen anderen bin ich Herrn Prof. Dr. Klaus-Peter Seiler in hohem Maß zu Dank verpflichtet. Er hat mir das Thema dieser Arbeit überlassen und mich stets tatkräftig unterstützt. In den Diskussionen mit ihm habe ich viel gelernt, und seine Denkanstöße waren unersetzlich für das Gelingen meiner Arbeiten.

Herrn Prof. Dr. W.-D. Grimm danke ich für die Übernahme des zweiten Referates.

Weiterhin danke ich folgenden Herren:
Behrens, Jurrat, Dr. Maloszewski, Müller, Rauert, Stöckl, Tasneem, Wolf und Zunke (alle Institut für Radiohydrometrie der Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung); Prof. Baumgartner (Ludwig-Maximilians-Universität München); Dasch und Göppner (Landesgewerbeanstalt Nürnberg); Pfeifer und Buttler (Ratisbona); Raith (Terrasond GmbH); Dir. Schmole und Fersch (Bayerwerk AG).

Folgende Institute, Firmen und Ämter stellten mir in dankenswerter Weise Unterlagen zur Verfügung oder gaben mir in persönlichen Gesprächen Informationen: Die Forstämter Bodenwöhr, Pfreimd und Neunburg vorm Wald, Oberforstdirektion Regensburg, Amt für Landwirtschaft Nabburg, Deutscher Wetterdienst Nürnberg, Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen München, Wasserwirtschaftsamt Amberg und Bergbaumuseum Theuern.

Nicht zuletzt gilt mein Dank der Geschäftsführung der Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung (GSF) sowie Herrn Dr. Göttel und dem Leiter des GSF-Institutes für Radiohydrometrie, Herrn Prof. Moser.

1 E I N L E I T U N G

1.1 AUFGABENSTELLUNG

Anfang des Jahres 1983 wurde das GSF-Institut für Radiohydrometrie (IfR) beauftragt, die hydrogeologischen Verhältnisse in der Bodenwöhrer Senke im Raum Wackersdorf zu untersuchen und detailliert darzustellen.

Die Bodenwöhrer Senke ist ein örtlich bedeutendes Grundwasserreservoir mit zahlreichen Brunnen und Wasserwerken; aus den Grundwasservorkommen in den Schichten der Kreide und der Trias wird der Trink- und Brauchwasserbedarf der Bevölkerung nicht nur in der Bodenwöhrer Senke gedeckt, sondern auch in Teilen der angrenzenden, an Grundwasser armen Kristallingebiete des Oberpfälzer und des Bayerischen Waldes. Die Untersuchungen des IfR sollten in der ungesättigten Zone und im obersten Grundwasserstockwerk in den Kreideschichten durchgeführt werden. Fragen der Sicker- und Grundwasserdynamik, also der Bewegungsrichtung und -geschwindigkeit, sollten im Vordergrund stehen.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war es, die hydrogeologische Situation in ihrer Gesamtheit zu erfassen und Grundlagendaten aus Gelände- und Laborversuchen zu sammeln, auf denen weitere Überlegungen in der Zukunft aufbauen können.

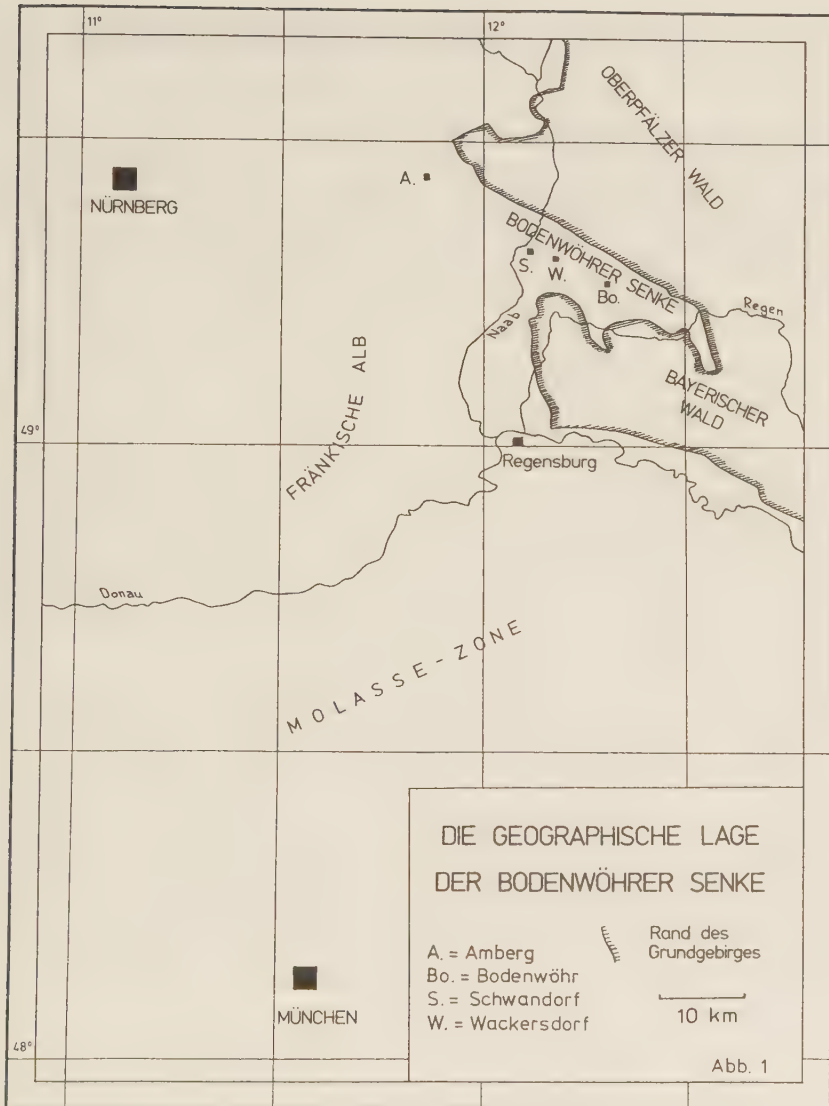


Abb. 1: Die geographische Lage der Bodenwöhrer Senke

1.2 DIE GEOGRAPHISCHE LAGE DES ARBEITSGEBIETES

Das Untersuchungsgebiet liegt im Landkreis Schwandorf des Regierungsbezirks Oberpfalz in Bayern. Seine westliche Grenze ist die Naab bei Schwandorf, im Südosten reicht es etwa bis Altenschwand, im Norden bis zum Kristallinmassiv des Oberpfälzer Waldes und im Süden bis zum Ausbiß der Kreideschichten (Abb. 1; Anl. 1).

Das Gebiet ist auf der Topographischen Karte von Bayern 1:50000, Blatt L 6738 Schwandorf, abgebildet.

Die größte Ortschaft im Untersuchungsgebiet ist Wackersdorf mit 3800 Einwohnern. 6 km westlich davon liegt Schwandorf, der Verwaltungssitz des Landkreises. Die Gegend ist weithin bekannt geworden durch die tertiären Braunkohlenlagerstätten von Wackersdorf, die bis Ende 1982 durch die Bayerische Braunkohlen-Industrie AG (BBI) abgebaut wurden.

Die Landschaft ist geprägt durch Nordwest-Südost verlaufende flache, langgezogene Hügel, zwischen denen Ketten künstlich angelegter Weiher liegen. Der Landkreis Schwandorf ist der waldreichste in Bayern mit 65000 ha Wald, und er ist der seenreichste Landkreis mit 3000 ha Seen- und Weiherfläche (Quelle: Bayer. StaatsMin. für Landesentwicklung und Umweltfragen). Die Waldbestände im Untersuchungsgebiet bestehen hauptsächlich aus Kiefern und Fichten; in den aufgeforsteten Gebieten des ehemaligen Braunkohlentagebaus wurden zu einem großen Teil Laubbäume angepflanzt.

Die Gruben des ehemaligen Tagebaus sind das dominierende Element in der Landschaft. Das Grubenfeld Rauberweiherhaus ist etwa 5 km lang und mißt an der breitesten Stelle etwa 2 km.

Die ehemaligen Tagebaugruben werden sich im Laufe der Jahre mit Wasser füllen; die fünf Seen Edlmann- , Murner- , Brückel- , Au- und Lindensee (Abb. 2), die dann entstehen werden, sollen zu einem Naherholungsgebiet ausgebaut werden.

Das Untersuchungsgebiet und seine Umgebung fallen in ihren topographischen Höhen generell von Südosten nach Nordwesten zur Naab hin ab. Zwischen Fronberg und Lindenloh haben die Flußauen eine topographische Höhe von ca. 359 m über NN. Südöstlich von Hofenstetten liegt der Hirschberg mit einer Höhe von 571 m über NN; er gehört bereits ins Kristallin.

In jüngster Zeit ist ein Hügel im Untersuchungsgebiet ins Interesse der Öffentlichkeit gerückt. Er liegt nordöstlich von Wackersdorf im Westlichen Taxölderner Forst, Distrikt Rotau II, und westlich des Bahnhofs Altenschwand. Es ist ein langgestreckter Hügel, der auf der südwestlichen Seite von einer Weiherkette und im Norden und Nordwesten von der Eisenbahnlinie Schwandorf-Cham eingefaßt ist. Er erhebt sich um ca. 30 m über die Bahn und 30 - 50 m über die Weiher; der höchste Punkt hat eine Höhe von 425 m über NN. Dieser Hügel wird im folgenden als "Rotkreuzhügel" bezeichnet (Abb. 2, "Rotes Kreuz").

Das Untersuchungsgebiet ist verkehrsmäßig sehr gut zu erreichen. Es liegt östlich der Autobahn A 93 Regensburg-Weiden. Die Eisenbahnlinie Schwandorf-Cham geht mitten durch das Untersuchungsgebiet.

1.3 DER REGIONALE HYDROGEOLOGISCHE RAHMEN

Das oberirdische Einzugsgebiet ist in der Abb. 2 dargestellt; es hat eine Fläche von 58,5 km². Die Untersuchungen in der vorliegenden Arbeit beziehen sich hauptsächlich auf dieses Gebiet. Das unterirdische Einzugsgebiet wird von unterirdischen Wasserscheiden begrenzt. Es hat eine Fläche von 54,4 km². In Abb. 2 ist der Verlauf der unterirdischen Wasserscheiden im natürlichen Zustand, d.h. vor der Grundwasserabsenkung für den Abbau der Braunkohle, abgebildet. Die wichtigsten Elemente sind die südöstliche und die südwestliche unterirdische Wasserscheide. Im Nordosten und im Nordwesten bilden die Pfahlstörung bzw. die Naab die Grenze des unterirdischen Einzugsgebietes; es ist durch eine Bergwasserscheide in sich gegliedert, die jedoch durch die Absenkung des Grundwasserspiegels ihre Funktion gegenwärtig weitgehend verloren hat.

Um den Abbau der Kohle im Rauberweihergebiet - das ist das Gebiet zwischen Murner- und Lindensee (Abb. 2) - zu ermöglichen, war eine starke Absenkung des Grundwassers notwendig. Dabei wurde nicht nur das Braunkohlentertiär entwässert, sondern auch das Grundwasser in der darunter liegenden Kreide abgesenkt. Die Absenkung dauerte von 1961 bis 1982. Im zentralen Absenkungsbereich betrug sie stellenweise bis zu 45 m gegenüber dem ursprünglichen Grundwasserspiegel. Seit Beendigung der Sumpfungsmaßnahmen steigt der Grundwasserspiegel wieder. Dabei füllen sich die Tagebaugruben, und es entstehen große Seen. Die Auffüllung der Seen soll etwa bis zum Jahr 1995 abgeschlossen sein (SCHNEIDER 1971; MULL & PARTNER 1984).

Trotz der Grundwasserabsenkung behielt die südöstliche Wasserscheide weitgehend ihren ursprünglichen Verlauf. Sie ist die unterirdische Wasserscheide zwischen den Flußgebieten der

Naab und des Sulzbachs.

Die unterirdische (Berg-) Wasserscheide, die von Freihöls über Charlottenhof zum Rotkreuzhügel verläuft (Abb. 2), wurde durch die Absenkung des Grundwasserspiegels vollständig abgebaut. Da sie unter einer Hügelkette und zwischen zwei Vorflutern lag, wird sie mit dem Ansteigen des Grundwasserspiegels wieder entstehen.

Die südwestlich gelegene unterirdische Wasserscheide (Abb. 2) folgt im wesentlichen der Ausstrichlinie der Kreidesandsteine übertage; mit dieser fällt ungefähr auch die südliche Grenze des oberirdischen Einzugsgebietes zusammen.

Aus der Lage der unterirdischen Bergwasserscheiden im Vergleich zur Topographie wird deutlich, daß die Morphologie der Grundwasseroberfläche erwartungsgemäß in etwa dem natürlichen Relief folgt.

Den oberirdischen Abfluß nahmen früher zwei Vorflutssysteme auf: Im Süden die Weiherkette Schlott-, Loh-, Jäger-, Spital-, Löschl- und Hofbauerweiher mit unterstromig anschließenden Bächen und im Norden die Weiher zwischen dem jetzigen Lindensee, Rauberweiherhaus, Holzhaus und Asbach. Die südliche Weiherkette im Absenkungsbereich (Abb. 3) ist zur Zeit nicht als Vorfluter wirksam, da durch die Grundwasserabsenkung der Grundwasserspiegel unter die Talsohle gefallen ist. In der nördlichen Weiherkette ist der Bereich Lindensee-Rauberweiherhaus zu einer künstlichen Vorflut umgestaltet worden: Hier lag der zentrale Absenkungsbereich.

Es ist zu erwarten, daß nicht nur die nördlichen Tagebauseen, sondern auch die südliche, trockenengefallene Weiherkette vom ansteigenden Grundwasser wieder erreicht und dann auch wieder als Vorfluter aktiv werden.

Die westlich des Absenktrichters gelegenen Teile der beiden Vorflutssysteme sind erhalten geblieben; sie entwässern zur Naab hin.

Der gesamte Oberflächenabfluß wird zur Zeit in den Meßstellen 1 und 12 (Abb. 2) überwacht und je nach Bedarf reguliert, damit den Fischweihern, die im Unterstrom des Absenkungsbereiches (= des Grubenfeldes) liegen, Wasser in der notwendigen Menge und Qualität zugeführt werden kann.

ÜBERSICHTSKARTE DES UNTERSUCHUNGSGEBIETES

VF = Versuchsfeld
3K = Hydrogeol. Bohrungen
+++ = tekton. Störung (Pfeil)

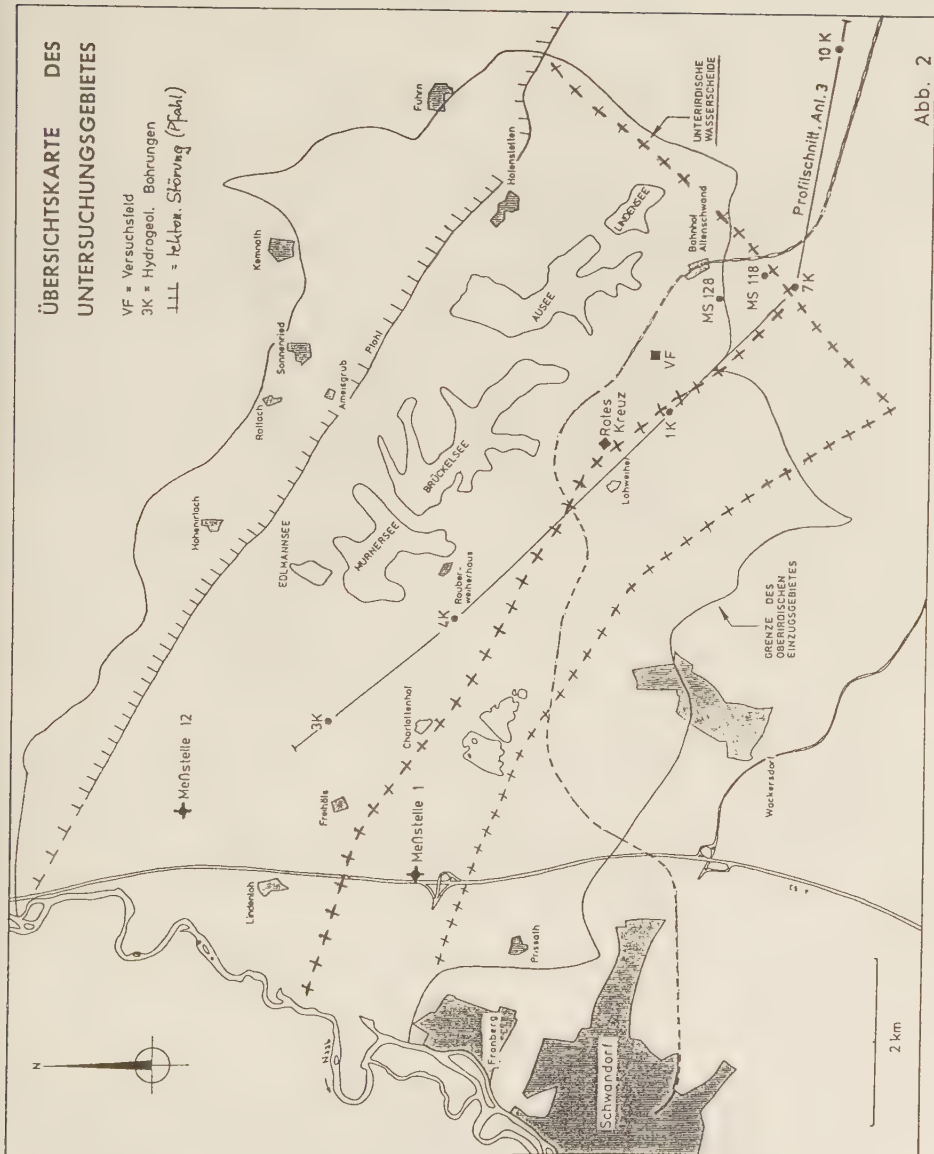


Abb. 2

Abb. 2: Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes

+++ unterirdische Wasserscheiden

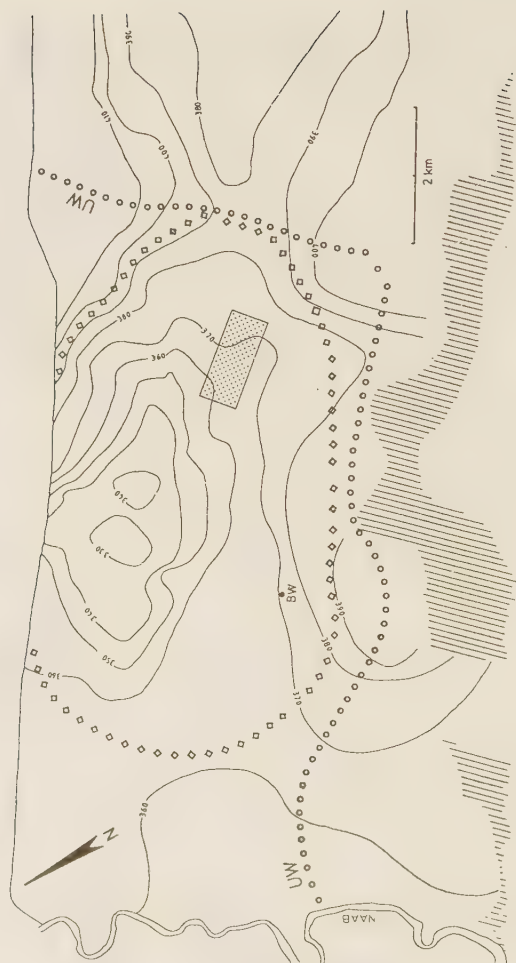


Abb. 3: Isohypsenplan des Grundwasserstockwerks in der Kreide 1971 (nach MEIER & STRIEBEL 1984) mit dem Verlauf der unterirdischen Wasserscheiden (o o o o) und der Lage des Absenktrichters.
 BW = Bahnhof Wackersdorf. Gepunktete Fläche = Rotkreuzhügel.

◇ ◇ ◇ oberer Rand des Absenktrichters (vereinfacht)

2 G E O L O G I E

Die Umgebung von Wackersdorf ist geologisch intensiv untersucht worden. Anlaß hierfür war hauptsächlich die Exploration der Braunkohlelagerstätten und die damit zusammenhängende intensive Untersuchung des Tertiärs und der Kreide. Hier sind vor allem die Arbeiten von TILLMANN (1952, 1956, 1959, 1965, 1980) zu nennen. Die Bayerische Braunkohlen-Industrie AG hat dazu die Umgebung des Kohlenfeldes Rauberweiherhaus großräumig durch Bohrungen und Pegel erschlossen. Eine geologische Kartierung im Raum Wackersdorf wurde von MARCZINSKI (1962) durchgeführt. In der weiteren Umgebung sind bisher zwei geologische Karten im Maßstab 1:25000 des Bayerischen Geologischen Landesamtes erschienen, und zwar das Blatt 6637 Rieden (DOBEN & HELLER 1968) und das Blatt 6640 Neunburg vorm Wald (BADER 1959). Die Schichtfolge einer Bohrung bei Bruck wird von HAUNSCHILD (1973) beschrieben.

Auf dem Rotkreuzhügel sind bis Dezember 1985 147 Baugrunderkundungsbohrungen mit Endteufen zwischen 15 und 75 m niedergebracht worden. Auf dem höchsten Punkt des Hügels wurde die Bohrung 1 K (Abb. 2) abgeteuft, die in ca. 340 m unter Gelände das Kristallin des Grundgebirges angetroffen hat (MEIER & STRIEBEL 1984).

2.1 PERM UND TRIAS

Die ältesten Sedimente in der Bodenwöhrer Senke sind permotriassischen Alters. Es handelt sich um grobe Arkosen, die in einzelnen Becken abgelagert wurden (CRAMER 1964:69). Am Südwestrand der Bodenwöhrer Senke sind sie ca. 20 - 25 m mächtig, am Pfahl bei Pingarten-Erzhäuser werden sie lokal bis zu

220 m mächtig.

Über den permotriassischen Sedimenten liegt die Trias mit Buntsandstein, Muschelkalk und Keuper.

Der B u n t s a n d s t e i n ist ca. 50 - 60 m mächtig. Wie aus Anlage 2 ersichtlich, zieht der Buntsandstein durch die gesamte Bodenwöhrer Senke.

Der M u s c h e l k a l k hat im Untersuchungsgebiet eine Mächtigkeit von ca. 25 m (MEIER & STRIEBEL 1984). In der Geologischen Karte (Anlage 1) ist er gemeinsam mit dem Keuper dargestellt, da eine Trennung nur schwer möglich ist (TILLMANN 1952, 1959; CRAMER 1964:90). Der Muschelkalk liegt hier in einer terrestrischen Fazies vor als Arkosesandsteine, Quarz-Feldspat-Sandsteine und Tone.

In der Bohrung Glockenbrunnen, deren Profil von TILLMANN (zit. MARCZINSKI 1962) beschrieben wurde, besteht der K e u p e r aus roten, violetten und grünen Tönen, Quarz-Feldspat-Sanden und Arkosesandsteinen. Das Schichtpaket hat eine Mächtigkeit von ca. 150 m. Folgende Keuperstufen sind im Untersuchungsgebiet vertreten:

- Schilfsandsteinstufe (Quarz-Feldspat-Sandsteine),
- Lehrbergstufe (Häufung bunter Tonbänke),
- Blasen- und Unterer und Mittlerer Burgsandstein (violettrote und hellgrüne Arkosesandsteine mit einzelnen Bunttonlagen),
- Oberer Burgsandstein (Quarz-Feldspat-Sandstein; TILLMANN 1959),
- Feuerletten und
- Rhätolias.

Der F e u e r l e t t e n bildet den Abschluß des Mittleren Keupers. Im Profil des Glockenbrunnens ist er 16 m mächtig,

bis Bodenwöhr nimmt seine Mächtigkeit bis auf 10 - 12 m ab. Die als "Feuerletten" bezeichnete Stufe ist eine Wechselfolge dunkelroter bis rotvioletter Tonsteine und Tonmergel, in die hellgraue bis rötlichgraue mergelige Kalkknollen unregelmäßig bis schichtförmig eingeschaltet sind. Im unteren Teil des Feuerlettens treten im Untersuchungsgebiet 3 m sandig-tonige, manchmal kiesige Arkosen auf (TILLMANN 1959, MARCZINSKI 1962). Der Feuerletten trennt - gemeinsam mit dem Jura, der überwiegend in toniger Fazies vorliegt - im Untersuchungsgebiet die Grundwasservorkommen in der Trias vom darüberliegenden Kreidegrundwasserstockwerk ab. Durch Pumpversuche und durch einen Vergleich des Verlaufs der Grundwasseroberflächen in der Kreide und in der Trias (MEIER & STRIEBEL 1984) konnte der Nachweis erbracht werden, daß zwischen beiden Grundwasserstockwerken keine hydraulische Verbindung besteht. MULL & PARTNER (1984) geben für den Feuerletten eine Durchlässigkeit von $K = 3 \times 10^{-10}$ m/s an. Dagegen liegt in den Sandsteinen der Kreide die Durchlässigkeit um durchschnittlich fünf Zehnerpotenzen über der des Feuerlettens (s. Kap. 4).

Über dem Feuerletten liegt ein Schichtpaket, das in der Geologischen Karte (Anlage 1) als "R h ä t o l i a s" bezeichnet ist. TILLMANN (1959:59-60) hält aufgrund einer Diskordanz eine eindeutige Trennung in Rhät und Lias alpha 1 für möglich. Diese Schichtenfolge hat im Untersuchungsgebiet eine Mächtigkeit zwischen 25 m bei Schwandorf und 8 m im Glockenbrunnen. Sie besteht aus Quarz-Feldspat-Sandsteinen und sandigen Tonen.

2.2 JURA

Über dem Rhätolias folgen die Schichten des L i a s alpha 3

und gamma, in der Geologischen Karte als "Unterer Lias" bezeichnet. Dabei handelt es sich um sandige bis feinkiesige Quarz-Feldspat-Sandsteine, schwach glimmerführend und kalkfrei, mit einer Mächtigkeit von 10 - 12 m. Lias beta ist nicht nachgewiesen worden (MARCZINSKI 1962:19).

Der Mittlere und der Obere Lias (delta bis epsilon) sind tonig ausgebildet; sie sind an der Oberfläche südlich der Linie Schwandorf-Wackersdorf-Altenschwand aufgeschlossen. TILLMANN (1959:65) erwähnt auch bei Taxöldern am Eicherlberg Lias-delta-Sedimente. Das wird jedoch von MARCZINSKI (1962:20) nicht bestätigt.

Der Dogger tritt im Untersuchungsgebiet in zwei gut voneinander trennbaren Faziesarten auf:

"Der Dogger alpha ist als feingeschichteter, dunkel- und blaugrauer Ton und Tonmergel mit schwacher Pyritführung ausgebildet zahlreiche sind feinsandige Einschaltungen" (MARCZINSKI 1962:20).

Er hat im Glockenbrunnen eine Mächtigkeit von 29 m, die bis zum Ausstrich über Tage im Süden auf 35 m anwächst. Aufgrund seiner tonigen Fazies ist der Dogger alpha (der "Opalinuston") ein weiterer Grundwasserstauhorizont neben dem Feuerletten und den Tonen des Mittleren und Oberen Lias.

Der Dogger beta, auch als "Doggersandstein" bezeichnet, ist am Südrand der Bodenwöhrer Senke ca. 60 m mächtig. Die Mächtigkeit nimmt nach Norden hin ab und beträgt im Glockenbrunnen nur noch 2,7 m (MARCZINSKI 1962:21). In dem Geologischen Querprofil (Anlage 2) ist ein Auskeilen des Dogger beta in der Nähe des Glockenbrunnens dargestellt. MARCZINSKI (1962:21) hat jedoch in einer Bohrung (MS 1) bei Rauberweiherhaus noch fast 2 m Doggersandstein gefunden. Das könnte bedeuten,

daß diese Schicht entweder fast das gesamte Untersuchungsgebiet unterlagert, oder in MS 1 nur noch als Erosionsrelikt vorhanden ist.

MARCZINSKI (1962:21) beschreibt den Dogger beta als "muskovitführende Sande und schwach verfestigte Sandsteine mit vereinzelten Lettenlagen".

Das Vorkommen von Dogger beta am Kristallinrand bei Pingarten bleibt unklar. MARCZINSKI (1962) kartiert hier Dogger beta, bezeichnet ihn in seinem Text jedoch als "Werksandstein-Horizont" und stellt in der Legende eine Einheit "Werksandsteine und dunkle Tone" in das Oberturon. Auch TILLMANN (1959:74) führt den Namen "Werksandsteine und dunkle Tone" für eine Stufe des Oberturons ein.

In der Geologischen Karte (Anlage 1) ist der "Werksandstein-Horizont" MARCZINSKIs als Oberturon wiedergegeben, was im Anschluß an die Ausführungen TILLMANNs in den Erläuterungen zum Blatt 6640 Neunburg vorm Wald (BADER 1959) angebracht schien.

Der Dogger beta ist die höchste Stufe des Dogger im Untersuchungsgebiet. Sedimente des M a l m kommen nicht vor; sie wurden mit dem fehlenden, höheren Dogger erodiert.

2.3 KREIDE

Das für die vorliegenden Untersuchungen wichtigste Schichtglied ist die Kreide, deren Sedimente vom Unter Cenoman bis ins Coniac reichen. Aufgrund der Lage des Sedimentationsraumes am Rand des Kreidemeeres findet man sowohl marine als auch terrestrische Kreidesedimente. Eine Gliederung der Oberkreide in der mittleren Oberpfalz wurde von TILLMANN (1959:

119-124) aufgestellt.

Das C e n o m a n beginnt mit der Amberger Erzformation. Sie wurde von MARCZINSKI (1962:24) am Kulm nachgewiesen. In diesem Vorkommen besteht ein fluviatiler Anteil aus undeutlich geschichteten Quarzsanden und ist 7,5 m mächtig. Darüber liegen 5,80 m mariner Sedimente, bestehend aus fein- bis mittelkiesigem Glaukonitsand und Quarz-(Feldspat)-Tonsand unter Sanden und Tonsanden mit Brauneisenerzlinen.

Ebenfalls am Kulm liegen über der Amberger Erzformation die Schutzfelsschichten, eine Abfolge von Quarz-Feldspat-Sanden, Tonen und Feinsandtonen, tonigen Arkosen, Tonsanden und Quarzsanden, die teilweise miteinander wechsellagern und dort 42 m mächtig sind (MARCZINSKI 1962:25).

Darüber folgt der Regensburger Grünsandstein, dessen Fazies in der Bodenwöhrer Senke als küstennäher einzustufen ist als in den Regensburger Vorkommen. Es ist ein mittel- bis grobkiesiger, glaukonitführender, kalkig gebundener Quarz-Feldspat-Sandstein, der im unteren Bereich als Arkose bezeichnet werden kann. Die Mächtigkeit ist gering, sie beträgt weniger als 1 m.

Der Regensburger Grünsandstein geht über in die Eibrunner Mergel, die aus glaukonitführenden Feinsanden und Tonen bestehen. Sie treten möglicherweise in der Bohrung MS 1 in einer Mächtigkeit von 0,5 m auf. Bei Bodenwöhr sind sie 3,5 m mächtig (TILLMANN 1959:68). Lokal verzahnen sich die Mergel mit groben, geröllführenden Arkosen. Im oberen Teil gehen sie über in Kalksandsteine bzw. Kalksteine und bilden dann den Übergang zu den Reinhausener Schichten des Unterturon.

Das U n t e r t u r o n umfaßt die Schichtglieder Reinhau-

sener Schichten, Knollensand und Hornsandstein.

Die Reinhausener Schichten sind zwischen 7 und 12 m mächtig. Es handelt sich um einen glimmer- und glaukonitführenden Kalksandstein, der im unteren Teil sehr feinkörnig ist und nach oben etwas gröber wird. Er enthält unregelmäßig zwischengeschaltete Quarzitlagen und Quarzitlinsen.

Die Reinhausener Schichten gehen über in die Knollensande. Diese haben im Südosten (bei Windmais) eine Mächtigkeit von knapp 15 m, im Rauberweihergebiet von 18,5 m. Sie bestehen aus einer Folge von kiesigen und tonigen Sanden, Quarzsandsteinen und Kalksandsteinen.

Der Hornsandstein ist ein geringmächtiger (0,5 - ca. 6 m) Leithorizont, der aus Quarz-Feldspat-Sandsteinen, Kalksandsteinen und Quarz- und Tonsanden besteht.

Das M i t t e l t u r o n ist durch eine sandig-tonige Fazies des nordwestlichen Teils der Bodenwöhrer Senke vertreten; nach TILLMANN (1959:71) liegt es in einer Wechsellagerung von Feinsandmergeln, dunklen Tönen und glaukonitischen Kalksandsteinen vor; die Mächtigkeit schwankt zwischen 15,2 m und 10,9 m (MARCZINSKI 1962:34).

Das O b e r t u r o n besteht aus einem Äquivalent des Großberger Sandsteins, einer als "Werksandsteine und dunkle Tone" beschriebenen Schicht und den "Grauen Feinsandtonen und Windmaiser Sandstein" (TILLMANN 1959: 74-75; MARCZINSKI 1962:35).

Das "Äquivalent des Großberger Sandsteins" besteht im Rauberweihergebiet (Bohrung MS 2) aus 10 - 12 Metern schwach kiesiger Quarzsandsteine, toniger Sande und Tonsande. Die Schichten keilen nach Nordwesten aus. Im Südosten fand TILLMANN (1959:74) eine Mächtigkeit von 27 m.

Die Stufe "Werksandsteine und dunkle Tone" ist bei Erzhäuser ca. 15 - 20 m mächtig. Dort sind Quarzsandsteine mit Tonlagen und Limonitkrusten aufgeschlossen (MARCZINSKI 1962:37). Weiter südlich ist eine Wechsellagerung dieser Sedimente zu sehen (TILLMANN 1959:74). Bei Erzhäuser beschreibt TILLMANN (1959:74) mittel- bis grobkörnige, schräg geschichtete Sandsteine, in die ein Ton eingeschaltet ist. Den Abschluß des Schichtpaketes, das eine Gesamtmächtigkeit von ca. 20 m hat, bildet ein 3 m mächtiger schwarzer, kohligter Blättertton mit Schwefelkies.

In der engeren Umgebung des Rotkreuzhügels hat MARCZINSKI (1962) als nächsthöheren Horizont die "Mischfazies des Höheren Oberturons" abgetrennt. Hier fehlen die auf Blatt Neunburg vorm Wald vorhandenen beiden Stufen des Höheren Oberturon; MARCZINSKI (1962) konnte lediglich ca. 35 - 50 m Tonsande, Sande und Sandsteine in häufiger Wechsellagerung finden, die bunte Tonlagen enthalten.

Jüngere Kreidesedimente sind auf dem Blatt Wackersdorf nicht erhalten geblieben. Auf Blatt Neunburg vorm Wald liegt noch C o n i a c darüber (TILLMANN 1959:76). Dann folgt eine Schichtlücke, die bis ins Obermiozän reicht.

2.4 TERTIÄR

Das Tertiär im Untersuchungsgebiet war wirtschaftlich von Bedeutung wegen seiner Braunkohlelagerstätten, die bis Ende 1982 von der BBI abgebaut wurden. Die tertiären Sedimente entstanden in einer vielfältig verzweigten Flußlandschaft der Urnaab, die sich mit steilen Talflanken in die Kreidesedimente eingetieft hatte. Weiter im Osten hatte sie Anschluß an die

Regensburg-Straubinger Bucht der Süßbrackwasser- und der Oberen Süßwassermolasse. Das Flußsystem wurde im Zuge der Heraushebung des Bayerischen Waldes gebildet; das Tal füllte sich mit den kaolinitischen Verwitterungsprodukten der Kristallingesteine (TILLMANN 1964:197).

Das L i e g e n d t e r t i ä r besteht aus grünen Tonsanden und sandigen Kohlentonen. Vor dem Abbau der Kohle bildete das Liegendtertiär eine hydraulische Trennschicht zwischen dem Grundwasser in der Kreide im Liegenden und jenem im Braunkohlentertiär im Hangenden. Es deckte ca. 87 % der Ausstrichfläche des Tertiärs ab (MARCZINSKI 1962:60). Durch den Kohleabbau ist diese Schicht jedoch weitgehend abgetragen worden; demzufolge ist die hydraulische Trennung zwischen dem Grundwasser in der Kreide und dem im Tertiär heute nicht mehr gegeben (MARCZINSKI 1962:60). Das B r a u n k o h l e n t e r t i ä r erreicht im Grubenfeld Rauberweiher eine Mächtigkeit von insgesamt 70 m. Darüber folgt das H a n g e n d t e r t i ä r, eine Schichtfolge aus kiesigen Sanden mit Tonlagen, die ca. 30 m mächtig ist.

MARCZINSKI (1962: 45-46) gliederte über dem Hangendtertiär noch pliozäne, grobklastische Sedimente aus. Er fand 2 - 4 m mächtige Quarzschotter mit tonigen und kiesigen Quarzsanden. Sie sind auf der Geologischen Karte (Anlage 1) nicht gesondert ausgewiesen; MARCZINSKI (1962) kartiert diese Schotter nicht in der Tertiärrinne, sondern südwestlich davon im Bereich der in der Geologischen Karte als "Mittelturon bis Emscher" bezeichneten Einheit:

"Die Schotter bilden eine geschlossene Decke und sind mit 400 bis 800 m Breite vom Charlottenhof ... bis zum Taxölder Forst im SE verbreitet" (MARCZINSKI 1962:46).

Er interpretiert diese Sedimente als "Ablagerungen eines mit-

tel- bis jungpleistozänen Regenflusses". Die Tatsache jedoch, daß diese Schotter direkt auf Kreidesedimenten liegen, deutet eher darauf hin, daß es sich um Sedimente der obersten Kreide handelt.

2.5 QUARTÄR

Während des Quartärs herrschten im Untersuchungsgebiet wiederholt periglaziale Klimaverhältnisse. Es entstanden z.T. mächtige Hangschuttkegel und Fließerdebildungen. Schuttkegel aus Kristallingesteinen sind besonders am Pfahl im Bereich Taxöldern-Erzhäuser zu finden. Hanglehm kommt hauptsächlich in den Gebieten vor, in denen Feuerletten und Opalinuston anstehen. MARCZINSKI (1962) konnte auch einige LÖBareale kartieren. Zum Beispiel gibt östlich von Taxöldern ein Weiler mit dem Namen "Ziegelhütte", einen Hinweis darauf, daß hier in der Nähe anstehender Lößlehm zu Ziegeln gebrannt wurde.

Nicht nur die periglaziale Solifluktion war ein sedimentbildender Vorgang im Untersuchungsgebiet. Aus dem vergletscherten Grundgebirge brachten Schmelzwasserflüsse große Mengen Sedimentfracht ins Vorland, die dort jedoch nur teilweise abgelagert wurden. So entstanden im Naabtal "grobe Schotter in erheblicher Breite bis 10 m mächtig" (TILLMANN 1956:125). Auch die von ihm erwähnten Sandterrassen südwestlich des Krankenhauses Schwandorf sind wohl als fluvioglaziale Sedimente anzusehen.

2.6 TEKTONIK

Die Bodenwöhrer Senke (auch "Bodenwöhrer Bucht" oder "Bodenwöhrer Becken" genannt) liegt am nordöstlichen Rand der Süddeutschen Großscholle, die an die Böhmisches Großscholle grenzt, zu welcher das kristalline Grundgebirge Ostbayerns gehört. Sie ist ein antithetisch verkippter Halbgraben (CRAMER 1964), der zwischen den Kristallinmassiven des Oberpfälzer und des Bayerischen Waldes tektonisch eingebrochen ist.

Die Bodenwöhrer Senke erstreckt sich in NW/SE-Richtung parallel zur Pfahlstörung; ihr südliches Ende liegt ca. 10 km südöstlich von Roding. Die Naab bildet ihre nordwestliche Begrenzung.

Das dominierende tektonische Element im Untersuchungsgebiet ist die Pfahlstörung. Sie verläuft in herzynischer SE/NW-Richtung und bildet die nordöstliche Begrenzung der Bodenwöhrer Senke.

Die Pfahlstörung war bereits in der Permotrias tektonisch aktiv (MARCZINSKI 1962:53), jedoch waren während der Kreide die Bewegungen besonders ausgeprägt. Entlang der Pfahlstörung ist das Grundgebirge streckenweise auf das Mesozoikum der Bodenwöhrer Senke aufgeschoben (vgl. Querprofil, Anl. 2). Bei Erzhäuser wurde von TILLMANN (1959) ein Aufschiebungsbetrag von 650 m festgestellt. Dort sind die Schichten überkippt und fallen mit einer Neigung von 70° - 80° nach NE ein. Am Südwestrand der Bodenwöhrer Senke liegen die mesozoischen Schichten normal auf dem Kristallin. Generell fallen die mesozoischen Schichten mit ca 3° bis 5° Schichtneigung nach NE ein.

3 W A S S E R H A U S H A L T

Der Wasserhaushalt eines Einzugsgebietes wird durch die hydrologischen Komponenten Niederschlag, Verdunstung und Abfluß bestimmt. Da in unseren Breiten die Verdunstung geringer ist als die Niederschlagsmenge, steht ein Teil des Niederschlages für den Abfluß zur Verfügung. Je nach Bodenart und Bodennutzung (Wald, Acker, usw.) stellt sich ein unterschiedlich großer Direktabfluß ein. Der Rest des in den Boden infiltrierten Niederschlags wird zum Teil von den Pflanzen verbraucht, zum Teil erreicht er das Grundwasser und bewirkt so eine Grundwasserneubildung.

Das Maß der Grundwasserneubildung ist eine der wichtigsten hydrogeologischen Basisgrößen für die Beurteilung der Sicker- und Grundwasserdynamik eines Einzugsgebietes. In der vorliegenden Arbeit wird deshalb die Grundwasserneubildung nach mehreren voneinander unabhängigen Methoden ermittelt:

- aus dem Niederschlag und der Verdunstung unter Berücksichtigung der Vegetation
- aus Aquiferdaten und
- aus der Grundwassermenge, die bei den Maßnahmen zur Absenkung des Grundwasserspiegels gefördert wurde.

Langfristig gesehen ist der Wasserhaushalt eines Einzugsgebietes ausgeglichen. In diesem Fall läßt sich die Beziehung der einzelnen Wasserhaushaltskomponenten untereinander durch die einfache Wasserhaushaltsgleichung beschreiben:

$$N = V + A$$

$$\text{Niederschlag} = \text{Verdunstung} + \text{Abfluß.}$$

In der vorliegenden Arbeit stammen die Werte der Wasserhaushaltskomponenten aus folgenden Quellen: Die Niederschlagsdaten wurden vom Deutschen Wetterdienst (DWD) bezogen, der in Schwandorf und Altenschwand Meßstationen unterhält. Aus Schwandorf liegen Meßwerte der Jahre 1941-1944, 1946-1967 und von Mitte 1971 bis 1983 vor, aus Altenschwand von 1951 bis 1983 (siehe Anlagen 4 a - d bzw. 5 a - c).

Die BBI hat darüber hinaus eigene Niederschlagsmessungen im Abbaugelände "Rauberweiherhaus" durchgeführt, die ebenfalls in dieser Arbeit verwendet wurden. Die Meßstelle liegt etwa 1 km westlich des Weilers Rauberweiherhaus. Die Messungen begannen 1961 und liegen bis 1983 vor (siehe Anl. 6 a + b).

Vom DWD liegen ferner Tageswerte der potentiellen Verdunstung vor für die Station Schwandorf (siehe Anl. 7 a - c), die nach dem Verfahren von HAUDE (1955) berechnet wurden.

Die Werte des oberirdischen Abflusses (Anl. 8 a + b) stammen aus Messungen, die von der BBI seit 1962 an den Meßstellen 1 und 12 (Abb. 2) durchgeführt werden. Den unterirdischen Abfluß habe ich aus Aquiferdaten berechnet (siehe Kap. 3.3.1).

3.1 NIEDERSCHLAG

Die monatlichen Niederschlagssummen der drei Meßstationen Schwandorf, Altenschwand und Rauberweiherhaus sind in den Anlagen 4 - 6 in Ganglinien für jeweils 10-Jahres-Abschnitte dargestellt.

Aus den Monatswerten wurden mittlere Jahresniederschläge be-

rechnet. Dazu wurden nur die Jahre benutzt, für die in allen drei Meßstationen Meßwerte vorliegen. Dies sind die Jahre 1951-1967 und 1972-1983 für Schwandorf und Altenschwand und die Jahre 1961-1967 und 1972-1983 für die Meßstelle Rauberweinerhaus (Tab. 1).

Demnach wurde in Schwandorf ein etwas niedrigerer Niederschlag gemessen als in Altenschwand. Darin drückt sich die höhere topographische Lage Altenschwands (410 m ü. NN) gegenüber Schwandorf (365 m ü. NN) aus. Rauberweinerhaus liegt auf ca. 380 m ü. NN; deshalb müßte dort im Meßzeitraum eigentlich ein geringfügig höherer Niederschlag als in Schwandorf gemessen worden sein. Jedoch steht die Meßstelle in nordöstlicher Richtung neben einem hohen Kiefernwald, also in Lee der vorherrschenden Windrichtungen. Deswegen fallen die Niederschlagsmeßwerte der Meßstelle Rauberweinerhaus etwas zu niedrig aus.

Die Niederschlagsganglinien zeigen, daß die größten Niederschlagsmengen in den Monaten Mai bis August fallen; im November und Dezember gibt es häufig Spitzenwerte des Niederschlags.

Auffällig sind einzelne extreme monatliche Niederschlagswerte, so z.B. im Juni 1966, im Juli 1948, 1954 und 1974 und im August 1971. Vor allem in diesen Monaten, bisweilen jedoch auch in anderen, fallen an einem Tag 50 bis 60 mm, manchmal 85 bis 90 mm Regen oder innerhalb von 2 bis 3 Tagen fast der gesamte Monatsniederschlag. Diese gewitterartigen Niederschläge tragen meist nur wenig zur Grundwasserneubildung bei, da sie fast immer nach einer relativ trockenen Zeit fallen. Sie werden dann kurzfristig von der Vegetation aufgefangen und verdunsten von dort wieder oder sie werden im Boden längerfristig als pflanzenverfügbare Bodenfeuchte gespeichert;

das heißt, sie erhöhen lediglich die Bodenfeuchte, ohne daß immer eine tiefe Einsickerung oder sogar eine Durchsickerung bis zum Grundwasser stattfindet.

3.1.1 Gebietsniederschlag nach THIESSEN

Der Gebietsniederschlag wurde mit dem Mittelsenkrechten-Verfahren nach THIESSEN (1911; ergänzt von HORTON 1923) aus den Meßwerten der Stationen Schwandorf, Altenschwand und Rauberweiherhaus berechnet. In Tab. 1 sind die Niederschlagswerte N_n und die Flächenanteile F_n aufgeführt.

Der mittlere jährliche Gebietsniederschlag ergibt sich zu:

$$N = \frac{F_1 * N_1 + F_2 * N_2 + F_3 * N_3}{F_1 + F_2 + F_3} \quad [\text{mm/a}]$$

$$F_1 + F_2 + F_3 = 4,9 + 6,5 + 47,1 = 58,5 \text{ km}^2.$$

Nach Einsetzen der Werte folgt:

$$N = \frac{4,9 * 706 + 6,5 * 727,6 + 47,1 * 593}{58,5} = 617,4 \text{ mm/a}$$

Hier wurden wegen der Vergleichbarkeit der Meßwerte die mittleren Jahresniederschläge lediglich der Jahre 1961-1967 und 1972-1983 verwendet. Wegen der geringen Anteile der Stationen Altenschwand und Schwandorf an der Gesamtfläche des Gebiets fallen die Unterschiede in den mittleren Jahresniederschlägen zwischen den Jahresreihen 1961-1967 bzw. 1951-1967 kaum ins Gewicht. Dagegen ist der unsichere Niederschlagswert von Rau-

berweiherhaus ungleich bedeutsamer für das Ergebnis des Gebietsniederschlags. Wenn man eine lineare Erhöhung des Niederschlags mit der topographischen Höhe zwischen Schwandorf und Altenschwand annimmt, ergibt sich für die Station Rauberweiherhaus ein mittlerer Jahresniederschlag von 700 mm und damit ein Gebietsmittel des Niederschlags im Untersuchungsgebiet von

704 mm/a.

Dieser Wert liegt im Rahmen der von anderen Autoren berechneten Werte, die zwischen 650 mm (KÖPF & ROTHASCHER 1980) und 700 mm (KELLER 1978) liegen. MULL & PARTNER (1984) nennen einen mittleren Jahresniederschlag von 707 mm.

3.2 VERDUNSTUNG UND ABFLUSS

3.2.1 Potentielle Verdunstung

Die potentielle Verdunstung an der Wetterstation Schwandorf des DWD ist in der Anlage 7 a - c in Ganglinien für den Zeitraum 1952 bis 1981 dargestellt. In diesem Zeitraum beträgt die mittlere potentielle Verdunstung 637 mm/a.

Die tatsächliche Verdunstung muß jedoch deutlich darunter liegen. Zum einen ist nach aller Erfahrung erst bei einem Jahresniederschlag über 800 mm die tatsächliche Verdunstung so hoch wie die potentielle (Prof. BAUMGARTNER, mündl. Mitt.). Zum anderen gilt die Berechnung der potentiellen Verdunstung strenggenommen nur für die Station Schwandorf: sie liegt im Naabtal, die Wetterstation noch im Stadtgebiet. Dort ist es also im Durchschnitt wärmer als im höher gelegenen

Einzugsgebiet, und damit fällt auch die potentielle Verdunstung etwas höher aus.

Um die aktuelle Verdunstung und damit die für die Versickerung zur Verfügung stehende Wassermenge, ausgedrückt in mm Niederschlagshöhe, abzuschätzen, wurde von der Verdunstungskapazität der Vegetation im Einzugsgebiet ausgegangen.

3.2.2 Berechnung der aktuellen Verdunstung aus Vegetationsdaten

Die im folgenden aufgeführten Zahlen beruhen auf persönlichen Mitteilungen der Forstämter Bodenwöhr, Neunburg vorm Wald und Pfreimd, in deren Zuständigkeitsbereich das Untersuchungsgebiet liegt.

Die Gesamtfläche des Einzugsgebietes (5850 ha) teilt sich, je nach Nutzungsart, in folgende Teilflächen auf:

Nadelwald (Kiefern und Fichten)	4343 ha
Tagebauseen	390 ha
Fischweiher	255 ha
Wiesen und Äcker	
(bzw. rekultivierter Laubwald)	862 ha
	5850 ha

Im folgenden werden die Wiesen, Äcker und Laubwaldflächen so behandelt, als wären es Waldflächen mit den für das Untersuchungsgebiet typischen Bestockungsanteilen der Baumarten. Die Gründe hierfür sind folgende:

- Der Flächenanteil von Wiesen, Äckern und Laubwald beträgt nur 14,7 % der Gesamtfläche.

- Nach DVWK (1982:97) beträgt die Differenz der Verdunstungshöhe von Wald (90 % des Niederschlags; = d. N.) und Acker bzw. Strauchvegetation (durchschnittlich ca. 70 - 75 % d. N.) nur 15 - 20 % des Niederschlags. Dieser Wert liegt bereits an der Fehlergrenze der anderen Berechnungsmethoden für den Wasserhaushalt und die Grundwasserneubildung in dieser Arbeit. Durch den geringen Flächenanteil von Äckern, Wiesen und Laubwald (14,7 %) wird der Unterschied zwischen der geringeren Verdunstung über diesen Vegetationsarten und der höheren Verdunstung über Nadelwald bedeutungslos für das Gebietsmittel der Verdunstung.

3.2.2.1 Verdunstungshöhe des Nadelwaldes

Der Nadelwald besteht zu 80% aus Kiefern und zu 20% aus Fichten. Das mittlere Alter der Bestände ist für die Verdunstung ausschlaggebend; es beträgt sowohl für die Kiefern als auch für die Fichten ca. 75 Jahre.

Als Verdunstungswerte für Fichte und Kiefer werden von BRECHTEL & VON HOYNINGEN-HUENE (1978:215) folgende Zahlen angegeben:

Fichte	älter als 60 J.	88%	des Niederschlags
Kiefer	40 - 80 J.	94%	des Niederschlags

Diese Zahlen wurden bei Untersuchungen im Raum Frankfurt gefunden. Im Raum Wackersdorf liegt die durchschnittliche Jahrestemperatur um 2° - 3° niedriger als in Frankfurt (KELLER 1978). Dies reduziert im Untersuchungsgebiet die Verdunstung des Waldes. Bei einer geschätzten Verringerung der Verdunstung auf 73 % d. N. für den Fichten- und 80 % d. N. für den

Kiefernwald ergibt sich aus den Flächenanteilen von Kiefer und Fichte eine mittlere Verdunstungsrate von 78,6 % des Niederschlags oder 554 mm/a und daraus eine Abflußhöhe (N-V) für den bewaldeten Gebietsanteil von

150 mm.

Ein ähnlicher Wert der Nadelwaldverdunstung wird in BAUMGARTNER (1979; nach GÖHRE 1949) zitiert: Demnach beträgt die Verdunstung eines Kiefernbestandes 78 % des Niederschlags, was im Untersuchungsgebiet einer Verdunstungshöhe von ca. 549 mm entsprechen würde.

3.2.2.2 Berechnung der Grundwasserneubildung aus Winter- niederschlag und Verdunstung der Kiefer

Im Untersuchungsgebiet zeigen alle Beobachtungen, daß der Direktabfluß vernachlässigbar klein ist. Das heißt, daß der Abfluß, den man aus Niederschlag und Verdunstung berechnet, in sehr guter Näherung mit der Grundwasserneubildung gleichgesetzt werden kann.

Die folgende Berechnung beruht auf der Annahme, daß außerhalb der Vegetationszeit, also im Winter, keine produktive Verdunstung durch die Pflanzen stattfindet und demnach die unproduktive Verdunstung (gleich dem Luxusverbrauch der Pflanzen) der Gesamtverdunstung entspricht. Weiterhin soll unterstellt werden, daß während der Vegetationszeit keine Grundwasserneubildung stattfindet (BRECHTEL 1971), weil alles Niederschlagswasser letztlich wieder verdunstet. BRECHTEL (1971:62) fand heraus, daß die unproduktive Verdunstung der Kiefer (mittelalter Bestand: 40 - 80 Jahre alt) außerhalb der Vege-

tationszeit ca. 45 % des Winterniederschlags (356 mm) beträgt.

Wenn man diese Zahlen auf das Untersuchungsgebiet überträgt, ergibt sich folgende Rechnung:

Der Winterniederschlag wurde, wiederum zum besseren Vergleich, mit den Niederschlagswerten derselben Jahre berechnet, die für den Gebietsniederschlag verwendet wurden. Es ergaben sich folgende Werte für den Winterniederschlag (November bis April):

Schwandorf	1951-1967 :	294,9 mm
	(1961-1967):	340,6 mm
	1972-1983 :	274,4 mm
Altenschwand	1951-1967 :	280,2 mm
	(1961-1967):	267,3 mm
	1972-1983 :	298,4 mm
Rauberweiherhaus	1961-1967 :	238,6 mm
	1972-1983 :	218,3 mm

Aufgrund der Überlegungen in Kap. 3.1 ist es angebracht, den Niederschlag von Rauberweiherhaus mit 280 mm anzunehmen. Mit den obigen Werten, eingesetzt in die Formel für den Gebietsniederschlag (Kap. 3.1.1), ergibt sich dann ein mittlerer gewichteter Winterniederschlag N_{Wi} von

$$N_{Wi} = \frac{4,9 * 285 + 6,5 * 289 + 47,1 * 280}{58,5} = 281 \text{ mm}$$

Da der Sommerniederschlag 423 mm (= 704 - 281 mm) beträgt, errechnet sich ein Verhältnis von Sommer- zu Winterniederschlag

von

$$100 * (423 : 281) = 151 \, \%.$$

Dieser Wert entspricht dem Verhältnis von Sommer- zu Winter-niederschlag, der in KELLER (1979) mit 160 % für das Untersuchungsgebiet genannt wird. Deshalb wird $N_{Wi} = 281 \, \text{mm}$ in den folgenden Berechnungen zugrundegelegt.

Es soll nun angenommen werden, daß der Wald nur aus Kiefern besteht. Die Kiefer verdunstet 45 % des Winterniederschlags, das sind 126,5 mm. Dann bleiben 154,5 mm des Winterniederschlags für die Grundwasserneubildung übrig. Das ergibt eine Grundwasserspende von $4,8 \, \text{l/s} * \text{km}^2$.

BRECHTEL & VON HOYNINGEN-HUENE (1978:192) geben für mittelalte Kiefern bei einem Winterniederschlag von 336 mm eine unproduktive Verdunstung von 52 % an. Auch dieser Wert liegt im Rahmen der Zahlen für das Untersuchungsgebiet. Bei einer unproduktiven Verdunstung von 52 % stehen 48 % d. N. (= 134,9 mm) für den Abfluß zur Verfügung, was einer Grundwasserspende von $4,3 \, \text{l/s} * \text{km}^2$ entspricht.

ERNSTBERGER & SOKOLLEK (1983) fanden dagegen sehr niedrige Werte: "Die kleinste potentiell mögliche Grundwasserneubildung ergibt sich für die 30jährige Fichtendickung mit nur 73 mm ...", gemessen in einem Gebiet mit einem Jahresniederschlag von 827 mm. Im Untersuchungsgebiet entspräche das einer Grundwasserspende von $2,3 \, \text{l/s} * \text{km}^2$. Dieser Wert kann jedoch im Untersuchungsgebiet nicht zutreffen: Die Grundwasserneubildung muß höher sein, da das Gebiet nicht ausschließlich mit Fichtenwald, sondern auch mit den anderen Vegetationstypen bestockt ist, bei denen die Verdunstung niedriger und der Abfluß höher sind.

3.2.3 Abfluß unter Berücksichtigung der Verdunstung der freien Wasserflächen

Die Wasserbilanz der Seen kann man aus der Differenz

$$N - V_{\text{pot}} = A$$

berechnen. Im Untersuchungsgebiet gilt: 704 mm - 637 mm = 67 mm. Demnach besteht, bezogen auf die Fläche der Seen, ein Abfluß von 67 mm. Umgerechnet auf das Gesamtgebiet ist dies eine Abflußhöhe von 4,5 mm/a. Dieser Wert wäre bei der Erstellung der Gebietsbilanz entsprechend zu berücksichtigen; er liegt jedoch innerhalb der maximalen Fehlerspanne von 10 - 20 mm/a, die in den anderen Berechnungsmethoden enthalten ist. Bei einer Betrachtung der Abflüsse kann man also den Einfluß der offenen Wasserflächen unberücksichtigt lassen.

3.3 ABFLUSS

Das Untersuchungsgebiet ist ein hydrologisch in sich abgeschlossenes System. Fremdzuflüsse ins Einzugsgebiet oder Abflüsse in benachbarte Einzugsgebiete gibt es nicht. Unter diesen Voraussetzungen und der Beobachtung, daß in der Kreide praktisch kein Direktabfluß stattfindet, entspricht der gesamte Abfluß aus dem Gebiet der Grundwasserneubildung.

Während der Grundwasserabsenkung für den Braunkohleabbau wurde das geförderte Grundwasser oberirdisch in zwei Gräben bzw. durch die im Unterstrom des Tagebaugeländes gelegenen Fischweiher zur Naab hin abgeleitet. Der Abfluß wird seit 1961 in den Meßstellen 1 und 12 (Abb. 2) von der BBI zur Beweissiche-

rung gemessen, nachdem sich zu Beginn der Absenkung des Grundwassers herausgestellt hatte, daß davon auch die Fischweiher betroffen wurden, weil sie mit dem Grundwasser in Verbindung stehen, denn in den an den Tagebaubereich angrenzenden Weihern sank der Wasserspiegel teilweise stark ab.

Die gemessenen Abflüsse bestehen aus drei Komponenten:

- Aus Grundwasser, das in den Weihern zutage tritt und oberirdisch abfließt (Grundwasserabfluß),
- aus dem Wasser, das während der Sumpfungsmaßnahmen gefördert wurde und
- aus dem Direktabfluß, der jedoch, wie oben erwähnt, praktisch gleich Null ist.

Wie die Ganglinien des Abflusses (Anl. 8) zeigen, überlagern sich die beiden erstgenannten Komponenten nicht nur während des gesamten Beobachtungszeitraums 1962 bis 1981, sondern es treten auch Zeiten auf, in denen der Pumpwasserabfluß höher war als der insgesamt gemessene Abfluß. Das heißt, daß während dieser Zeiten ein Teil des Pumpwassers in den Ableitungsgräben wieder versickert ist. Da jedoch der gleichzeitige, natürliche Grundwasserabfluß nicht bekannt ist, kann der versickernde Anteil nicht bestimmt werden. Umgekehrt ist es auf diesem Wege auch nicht möglich, den Grundwasserabfluß zu berechnen, da der versickernde Pumpwasseranteil unbekannt ist. Die vorliegenden Abflußmessungen gestatten also keine Berechnung der einzelnen Abflußkomponenten.

3.3.1 Berechnung des unterirdischen Abflusses aus Aquiferdaten

Den unterirdischen Abfluß A_u kann man nach der Gleichung

$$\frac{A_u}{F} = K \cdot i \quad \text{oder} \quad A_u = K \cdot i \cdot F$$

mit A_u = Abfluß in m^3/s ; F = Fläche des durchflossenen Querschnitts in m^2 ; K = Durchlässigkeit in m/s und i = Gefälle der Grundwasseroberfläche berechnen.

Der Einfachheit halber wird zunächst der unterirdische Abfluß für einen Gesteinsstreifen von 1 m Breite und 60 m Tiefe (= mittlere Aquifermächtigkeit) berechnet. Aus den Pumpversuchen, die SCHNEIDER (1971) beschreibt, ergab sich eine mittlere Durchlässigkeit von $K = 8 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ für die Kreidesedimente im Gebiet der Tagebaugruben. Diese Messungen fanden in den oberen Bereichen des Schichtprofils statt. MEIER & STRIEBEL (1984) nennen eine Durchlässigkeit von $5,7 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ in den nördlichen Bereichen der Kreide des Einzugsgebiets und von $7,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ im südöstlichen Bereich (Kap. 4.1). Sie führten ihre Untersuchungen in den unteren Bereichen des Schichtprofils durch. Es erscheint also gerechtfertigt, als Mittelwert $K = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ einzusetzen (siehe auch Kap. 4.2.4).

Das mittlere Gefälle des Grundwassers kann mit 0,03 angesetzt werden. Also gilt:

$$\begin{aligned} F &= 60 \cdot 1 \text{ m}^2 \\ K &= 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} \\ i &= 0,03 \end{aligned}$$

Durch Einsetzen in die o.g. Gleichung ergibt sich der Abfluß A_u zu:

$$A_u = 10^{-5} \cdot 0,03 \cdot 60 = 1,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 1,55 \text{ m}^3/\text{d}.$$

Dies ist der Abfluß durch die Fläche mit der Breite 1 m. Aus dem Grundwasserhöhenplan ergibt sich für eine mittlere Grundwasserhöhe von 375 m ü. NN die Länge des Durchflußquerschnitts mit 12 km. Folglich ist der Gesamtabfluß $A_{u \text{ ges}}$:

$$A_{u \text{ ges}} = 1,55 \text{ m}^3/\text{d} * 12000 = 1,86 * 10^4 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$A_{u \text{ ges}} = 6,7 * 10^6 \text{ m}^3/\text{a}.$$

Bezogen auf die Gebietsfläche von 58,5 km² ist dies eine Abflußhöhe (= Grundwasserneubildung) von

$$116 \text{ mm}.$$

Bei dieser Berechnung ist es notwendig, für die Grundwasseroberfläche eine mittlere Höhe anzunehmen. Darin kann eine gewisse Ungenauigkeit liegen. In der Tat errechnen sich beispielsweise Abflußhöhen von 106 mm/a bzw. 96 mm/a bei Durchflußquerschnitten von 11 bzw. 9 km. Diese Berechnungsmethode ist daher nicht allzu sensibel; die Rechenergebnisse liegen jedoch innerhalb jener Werte der Grundwasserneubildung, die sich bei der Berücksichtigung der vegetationsbedingten Verdunstungsverluste ergeben.

Zum Vergleich seien außerdem Daten aus dem Hydrologischen Atlas der Bundesrepublik Deutschland (KELLER 1979) für das Untersuchungsgebiet zitiert:

- Die mittlere Abflußhöhe in der Zeit von November bis April beträgt zwischen 100 und 150 mm, im ganzen Jahr liegt sie zwischen 100 und 200 mm.
- Der Abflußverlust (= derjenige Teil des Niederschlags, der nicht in Gewässern abfließt) beträgt 500-600 mm bzw. 70-80 % des Niederschlags (bei N = 704 mm liegt er also zwischen 493

und 563 mm). Da im Untersuchungsgebiet, wie erwähnt, kein Direktabfluß stattfindet und die Abflußverlusthöhe gleich der Verdunstung ist, entspricht die Differenz Niederschlag - Abflußverlust der Grundwasserneubildungsrate, die somit 104-204 mm beträgt.

- Der mittlere Anteil der Schneemenge am Gesamtniederschlag beträgt ca. 15 % , bei $N = 704$ mm also 106 mm. Unter der Voraussetzung, daß nur im Winterhalbjahr eine Grundwasserneubildung stattfindet, und der Annahme, daß der Schneeanteil bei der Schneeschmelze vollständig zur Grundwasserneubildung beiträgt, da er weder für Verdunstung noch für den Wasserbedarf der Pflanzen benötigt wird, würden diese 106 mm eine obere Grenze der Grundwasserneubildung darstellen.

3.4 BERECHNUNG DER GRUNDWASSERNEUBILDUNG AUS DER GRUNDWASSERABSENKUNG

Im Untersuchungsgebiet wurde das Grundwasser stark abgesenkt, um den Abbau der Braunkohlelagerstätten zu ermöglichen. Die Pumpmaßnahmen begannen Ende des Jahres 1960 und endeten im Jahr 1982. Die maximale Förderung und die tiefste Absenkung wurden in den Jahren 1970 und 1971 erreicht. Bis Ende 1971 waren insgesamt $134.633.536 \text{ m}^3$ Grundwasser gefördert worden.

In der Abb. 3 sind die Grundwasserisohypsen von Oktober 1971 dargestellt, zusammen mit der ungefähren (generalisierten) Lage und Ausdehnung des Absenkebeckens, die sich aus dem Vergleich der Grundwasserisohypsenpläne von 1960 bzw. 1971 (TILLMANN 1960, 1982) ergeben. Die angegebene Umrandung ist bereichsweise stark vereinfacht gezeichnet, da der Plan von 1960 nur die nähere Umgebung der Braunkohlevorkommen im spä-

teren Tagebaubereich abdeckt. Sie genügt jedoch für eine Berechnung im Rahmen der Genauigkeit der übrigen Wasserbilanzkomponenten. Die tiefste Absenkung von ca. 45 m ergibt sich aus dem Vergleich der Höhe des Grundwasserspiegels in den Jahren 1960 (keine Absenkung) und 1971 (maximale Absenkung).

3.4.1 Berechnung des Absenke-trichters

Den Absenke-trichter kann man in erster Näherung mit der Formel eines Kreiskegelstumpfes berechnen. Dessen Volumen ist:

$$V = 1/3 \pi h (r_1^2 + r_2^2 + r_1 r_2)$$

Wie in Abb. 3 ersichtlich ist, können für die Radien $r_1 = 2900$ m und $r_2 = 450$ m angesetzt werden. Das Gesteinsvolumen des Absenke-trichters GVA ergibt sich dann zu:

$$GVA = 4,67 * 10^8 \text{ m}^3$$

Die über die Jahre geförderte Wassermenge FÖR errechnet sich aus der Summe des entleerten Gesteinsvolumens und der Grundwasserneubildung GNEU:

$$FÖR = GVA \cdot n_{eff} + GNEU$$

$$GNEU = FÖR - GVA \cdot n_{eff}$$

In diese Gleichung werden eingesetzt:

$$FÖR \text{ bis } 1971 = 134.633.536 \text{ m}^3,$$

$$GVA = 4,67 * 10^8 \text{ m}^3,$$

$$n_{eff} = 0,2,$$

und es ergibt sich die in 11 Jahren neugebildete Grundwassermenge:

$$\text{GNEU} = 134633536 - 4,67 * 10^8 * 0,2 = 4,12 * 10^7 \text{ m}^3$$

Umgerechnet auf ein Jahr und die Fläche des Absenkrichters von $26,4 \text{ km}^2$ ergibt sich die Grundwasserneubildung zu

$$142 \text{ mm/a.}$$

3.4.2 Ergebnisse

Bei der Bilanzierung der Wasserhaushaltskomponenten im Untersuchungsgebiet kann man auf verschiedenen, voneinander unabhängigen Wegen die Grundwasserneubildung in einigermaßen engen Grenzen berechnen und sie durch einen niedrigsten und einen höchsten Wert angeben. Das bietet die Möglichkeit, in Berechnungen, die auf der Grundwasserneubildung aufbauen, einen sinnvollen ungünstigsten Fall anzusetzen.

In der Tabelle 2 ist der nach mehreren Methoden berechnete Abfluß zusammenfassend dargestellt. Es ist ersichtlich, daß die Grundwasserneubildung zwischen einem Minimum von 116 mm/a und einem Maximum von $154,5 \text{ mm/a}$ schwanken und der langjährige Mittelwert bei

$$120-130 \text{ mm/a}$$

liegen dürfte.

U N T E R S U C H U N G E N I N D E R W A S S E R G E S Ä T T I G T E N Z O N E

4 P U M P V E R S U C H E

4.1 Ü B E R B L I C K U N D M E T H O D E N

Im Untersuchungsgebiet sind zahlreiche Pumpversuche durchgeführt worden. Sie wurden zunächst im Rahmen der Absenkungsmaßnahmen für die Braunkohlegewinnung ausgeführt (SCHNEIDER 1971) und neuerdings aus Anlaß der jüngsten Untersuchungen in der nördlichen Bodenwöhrer Senke erweitert (z.B. MEIER & STRIEBEL 1984).

Die von SCHNEIDER (1971) beschriebenen Pumpversuche fanden im unmittelbaren Grubenbereich statt; sie erfaßten die oberen bis mittleren Profilbereiche der Kreideschichten. Neben anderen Pumpversuchen (MEIER & STRIEBEL 1984) im weiteren Umkreis von Wackersdorf wurde einer im Brunnen 1 Kf durchgeführt. Dieser Brunnen steht auf dem Rotkreuzhügel; er durchteuft die Kreide bis zu ihrer Basis und ist somit ein vollkommener Brunnen (Anlage 3). Ruhewasserspiegel und abgesenkter Grundwasserspiegel lagen so tief, daß nur die Durchlässigkeit der unteren Profilbereiche der Kreide getestet werden konnte. In der vorliegenden Arbeit wird die Auswertung dieses Pumpversuchs genau beschrieben.

Als Mittelwert der Durchlässigkeit seiner Pumpversuche nennt SCHNEIDER (1971) einen K-Wert von $8 \cdot 10^{-5}$ m/s für den oberflächennahen Gesteinsbereich. MEIER & STRIEBEL (1984:28) teilen eine mittlere Durchlässigkeit von $5,7 \cdot 10^{-5}$ m/s aus ihren Pumpversuchen mit. Sie erwähnen außerdem, daß im südöstlichen Teil des Einzugsgebietes - also dort, wo auch der

Rotkreuzhügel liegt und der Grundwasserspiegel sehr tief angetroffen wurde - " ... die Oberkreideschichten aufgrund des relativ hohen Schluff- und Tonanteiles nur Durchlässigkeiten zwischen $1,0 \cdot 10^{-6}$ m/s und $7,6 \cdot 10^{-7}$ m/s ... " aufweisen. Es deuten sich also Durchlässigkeitsunterschiede zwischen den oberflächennahen und den tiefen Kreideschichten an. Deswegen wurden der Pumpversuch im Brunnen 1 Kf systematisch ausgewertet und zusätzlich eigene Pumpversuche in Pegeln auf dem Rotkreuzhügel und in einem Versuchsfeld durchgeführt, um die Durchlässigkeit der Sedimente auch in Oberflächennähe zu ermitteln. Die Pegel auf dem Rotkreuzhügel, in denen Pumpversuche durchgeführt wurden, sind in den Tabellen 4 und 5 aufgeführt.

Im gesamten vorliegenden Text wird die Durchlässigkeit mit dem Symbol "K" bezeichnet (LANGGUTH & VOIGT 1980:21,41). Die Durchlässigkeit K darf nicht mit dem Brunnen "1 Kf" und der Aufschlußbohrung "1 K" auf dem Rotkreuzhügel verwechselt werden (MEIER & STRIEBEL (1984).

4.1.1 Bestimmung des Aquifertyps

Wie aus den Bohrprofilen und Übertageaufschlüssen hervorgeht, ist in den Kreidesedimenten sowohl im vertikalen Profil als auch in der Horizontalen eine Wechsellagerung von Schichten unterschiedlicher Durchlässigkeit gegeben: mäßig gut durchlässige Sande mit geringem Schluff- und Tonanteil wechseln ab mit weniger durchlässigen, stark schluffigen und tonigen Feinsedimenten.

Laut Definition (KRUSEMAN & DE RIDDER 1983) besteht ein "halbgespannter" Aquifer aus einer ganz mit Wasser gefüllten Schicht, die im Hangenden von einer halbdurchlässigen und im

Liegenden von einer halb- oder einer undurchlässigen Schicht begrenzt wird. Wegen der geringen Mächtigkeiten der einzelnen Schichten innerhalb der Kreide kann man sich das ganze Schichtpaket als eine Sequenz von halbgespannten Aquiferen vorstellen. Zum Liegenden hin wird der Aquifer von undurchlässigen Tonen des Lias und Doggers hydraulisch begrenzt.

Beim Pumpversuch im Brunnen 1 Kf besteht der erfaßte Aquiferbereich aus feinkörnigem Sediment. Die Entleerung des Porenraumes kann aus den oben genannten Gründen nicht schlagartig, sondern muß mit einer zeitlichen Verzögerung stattfinden. Deshalb habe ich den Pumpversuch im Brunnen 1 Kf auch mit dem Verfahren von BOULTON (1963) ausgewertet, wie es von KRUSEMAN & DE RIDDER (1983:97-104) beschrieben wird.

Insgesamt kann man annehmen, daß es bei der gegebenen geologischen Situation keine scharfen, klar definierten Übergänge zwischen den verschiedenen Aquifertypen gibt; da in einem Pumpversuch mehrere Schichten und damit mehrere Aquifertypen erfaßt werden, wird sich wohl immer ein Mischtyp ergeben.

4.1.2 Die Brunnen im Untersuchungsgebiet

Der Brunnen 1 Kf mit den Pegeln 1 Kf a und 1 Kf b in der Kreide wurde neben einer Aufschlußbohrung 1 K auf dem Rotkreuzhügel abgeteuft, die das gesamte Schichtpaket bis zur kristallinen Unterlage erfaßt. Pegel 1 Kf a liegt südwestlich des Brunnens in einer Entfernung von 12,25 m, Pegel 1 Kf b nordwestlich im Abstand von 18,63 m. Durch diese Anordnung sollte versucht werden, mögliche Anisotropien des Absenke-trichters zu erfassen, falls überhaupt durch die Bohrung Klüfte erschlossen werden. Die Linie 1 Kf - 1 Kf b verläuft parallel zur vermuteten hydrodynamisch wichtigsten Klufttrich-

tung, also zur vermutlich stärksten Absenkung und größten Ausdehnung des Absenktrichters. Die Linie 1 Kf - 1 Kf a verläuft im rechten Winkel dazu. Der Brunnen hat eine Endteufe von 75 m unter Geländeoberkante mit zwei Filterstrecken zwischen 29 und 45 m und 50 und 70 m Teufe. Die Kreidebasis liegt in 68,9 m Tiefe. Vor dem Pumpversuch lag der Wasserspiegel bei 50 m unter GOK. Beim Abteufen des Brunnens 1 Kf wurden Spülungsverluste festgestellt, die anzeigen, daß Klüfte erbohrt wurden (Kap. 6.1.3.4).

Von den übrigen vorhandenen Brunnen auf dem Rotkreuzhügel wurden nur die in den Tab. 6 und 7 aufgeführten für Pumpversuche verwendet. Sie wurden alle zur Beobachtung von Grundwasserspiegelschwankungen in den schwebenden Grundwasserlinsen in diesem Bereich erstellt. Dementsprechend sind die Filterstrecken unterschiedlich lang, und zwar zwischen maximal 15 m (L 38) und minimal 2 m (T 32, V 20).

Der Ausbau der Pegel im Versuchsfeld ist im Kapitel 8 beschrieben.

4.2 AUSWERTUNG DER PUMPVERSUCHE

4.2.1 Berechnungsmethoden

Aus Pumpversuchen lassen sich die Transmissivität und der Speicherkoeffizient eines Aquifers ermitteln. Die Transmissivität wird durch die Aquifermächtigkeit dividiert, um die Durchlässigkeit, den K-Wert, in erster Näherung zu erhalten.

Die Berechnung der Aquiferdaten erfolgte nach verschiedenen

Methoden, und zwar nach der Methode des zeitlichen Absenkungsverlaufs (BOULTON 1963; CHOW 1952; COOPER & JACOB 1946) und nach dem Wiederanstieg (THEIS 1935) des Wasserspiegels im Brunnen. Diese Berechnungsverfahren sind strenggenommen nur für gespannte Grundwässer anwendbar; nur nach BOULTON (1963) wird auch der halb- bis ungespannte Fall berücksichtigt.

Die im folgenden angewendeten Verfahren werden in KRUSEMAN & DE RIDDER (1983) ausführlich beschrieben. Bezüglich der Ableitung der Formeln und der jeweils geltenden Randbedingungen sei auf dieses Buch verwiesen. In der vorliegenden Arbeit soll für jede der angewendeten Methoden ein Auswertungsbeispiel ausführlich dargestellt werden. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in den Tab. 3, 4 und 5 zusammengefaßt.

4.2.2 Berechnung aus der Absenkung

4.2.2.1 Das Verfahren nach CHOW:

Die Berechnung basiert auf der Brunnenformel von THEIS (1935):

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u)$$

in der s = Absenkung in m, T = Transmissivität in m^2/d , Q = Entnahmemenge in m^3/d und $W(u)$ die Brunnenfunktion bedeuten. In dieser Formel ist:

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t}$$

S = Speicherkoeffizient
 t = Zeit seit Pumpbeginn

Daraus folgt:

$$S = \frac{4 T t u}{r^2}$$

r = Abstand Brunnen - Pegel

Um die Werte von u und $W(u)$ berechnen zu können, führte CHOW folgende Formel ein:

$$F(u) = \frac{W(u) e^u}{2,3}$$

Für jeden Pegel wird die Absenkung gegen die Zeit t auf einfachlogarithmischem Papier aufgetragen, und durch die Punkte wird eine Gerade gelegt (Abb. 4). Auf dieser Geraden wählt man einen beliebigen Punkt A mit den Koordinaten s_A und t_A und bestimmt die Steigung pro logarithmischer Dekade ds_A , um $F(u)$ zu ermitteln. Mit bekanntem $F(u)$ liest man die Werte für u und $W(u)$ aus einer Tabelle ab (KRUSEMAN & DE RIDDER 1983). Dann setzt man diese mit t_A und s_A in die o.g. Formeln ein und berechnet T und S .

Für den Pumpversuch im Pegel 1 Kf a ergeben sich nach Abb. 4 folgende Werte:

$$s_A = 0,7 \text{ m}$$

$$ds_A = 1,435 \text{ m}$$

$$t_A = 28 \text{ min}$$

$$Q = 24 \text{ l/min}$$

Daraus folgt:

$$F(u) = \frac{s_A}{ds_A} = \frac{0,7}{1,435} = 0,48$$

Dann sind:

$$W(u) = 0,74$$

$$u = 0,42$$

Es gilt:

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u) \quad \text{oder} \quad T = \frac{Q}{4 \pi s} W(u)$$

Durch Einsetzen wird:

$$T = \frac{0,024 * 0,74}{4 \pi * 0,7} = \frac{0,01752}{8,8} = 0,002 \frac{\text{m}^2}{\text{min}}$$

$$\text{oder } T = 3,4 * 10^{-5} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Mit der Mächtigkeit des Aquifers $M = 20 \text{ m}$ wird:

$$K = \frac{T}{M}, \text{ das heißt}$$

$$K = 1,68 * 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Es gilt weiter:

$$S = \frac{4 \pi T t_A u}{r^2}$$

$$S = \frac{4 * 0,002 * 28 * 0,42}{150} = \frac{0,09408}{150} = 6,3 * 10^{-4}$$

Für den Pegel 1 Kf b ergeben sich:

$$S_A = 0,60 \text{ m}$$

$$dS_A = 0,90 \text{ m}$$

$$t_A = 60 \text{ min}$$

$$Q = 0,024 \text{ m}^3/\text{min}$$

Daraus folgt:

$$F(u) = \frac{S_A}{dS_A} = \frac{60}{90} = 0,67$$

Dann sind:

$$W(u) = 1,2$$

$$u = 0,2$$

$$T = \frac{0,024 * 1,2}{4 \pi * 0,6} = \frac{0,0288}{7,54} = 3,8 * 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{min}}$$

$$= 6,4 * 10^{-5} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

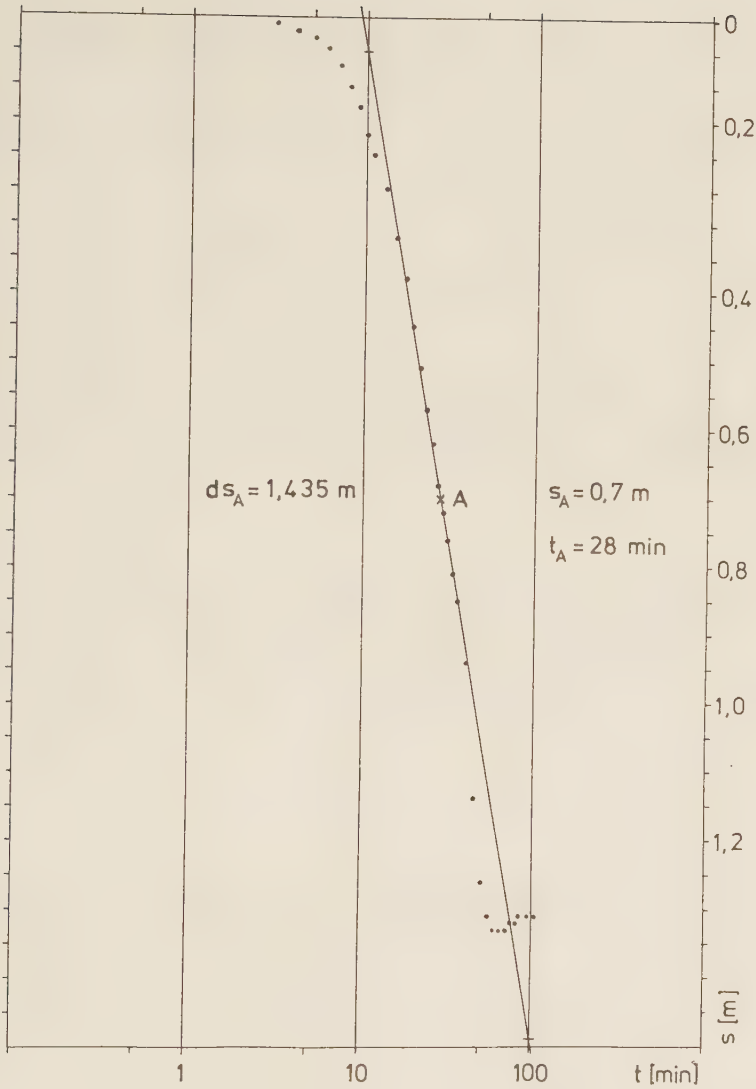


Abb. 4: Auswertung der Pumpversuchsdaten des Pegels 1 Kf a nach der Methode von CHOW (1952); s = Absenkung, t = Zeit.

Mit $M = 20 \text{ m}$ wird:

$$K = 3,2 * 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Für den Speicherkoeffizienten ergibt sich:

$$S = \frac{4 * (3,8 * 10^{-3}) * 60 * 0,2}{347} = \frac{0,1824}{347} = 5,25 * 10^{-4}$$

Die Werte für die Transmissivität, die Durchlässigkeit und den Speicherkoeffizienten in den Pegeln 1 Kf a und 1 Kf b stimmen gut überein, d.h. kluftbedingte Anisotropien werden hier durch das Absenkungsgeschehen nicht erfaßt.

4.2.2.2 Das Verfahren nach COOPER & JACOB:

Auch dieses Verfahren beruht auf der Formel von THEIS. Aus

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t}$$

ist zu sehen, daß u klein wird, wenn t wächst. Die Formel von THEIS

$$s = \frac{Q}{4 p_1 T} W(u)$$

kann man bei kleinem u folgendermaßen schreiben:

$$s = \frac{2,3 Q}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T t}{r^2 s}$$

Führt man in diese Gleichung die Zeit t_0 bei der Absenkung $s = 0$ ein, dann erhält man

$$0 = \frac{2,3 Q}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T t_0}{r^2 s}$$

Weil $\frac{2,3 Q}{4 \pi T} \neq 0$, wird dann $\frac{2,25 T t_0}{r^2 s} = 1$

oder: $s = \frac{2,25 T t_0}{r^2}$

Wenn $t/t_0 = 10$ und demnach $\log t/t_0 = 1$, kann man s durch ds ersetzen (d.h. durch die Absenkung pro logarithmischem Zeitzyklus; siehe Abb. 5), und es ergibt sich:

$$T = \frac{2,3 Q}{4 \pi ds}$$

Auch bei dieser Methode wird das Absenkungsgeschehen halblogarithmisch gegen die Zeit aufgetragen, um die Spiegelsenkung ds pro logarithmischer Dekade und den fiktiven Beginn des Absenkungsgeschehens zur Zeit t_0 zu bestimmen.

Für den Pegel 1 Kf a (Abb. 5) ergibt sich:

$$r = 12,25 \text{ m}$$

$$t_0 = 9,5 \text{ min}$$

$$ds = 1,50 \text{ m}$$

$$Q = 0,024 \text{ m}^3/\text{min}$$

Es gilt:

$$T = \frac{2,3 Q}{4 \pi ds}$$

$$T = \frac{2,3 * 0,024}{4 \pi * 1,5} = \frac{0,0552}{18,85} = 2,9 * 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{min}}$$

$$T = 4,9 * 10^{-5} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Mit $M = 20 \text{ m}$ ist:

$$K = 2,4 * 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Für den Speicherkoeffizienten ergibt sich aus

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r^2}$$

$$S = \frac{2,25 (3 * 10^{-3}) * 9,5}{150} = \frac{0,064125}{150} = 4,2 * 10^{-4}$$

Für den Pegel 1 Kf b ergeben sich folgende Werte:

$$r = 18,63 \text{ m}$$

$$Q = 0,024 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$t_0 = 12,5 \text{ min}$$

$$ds = 0,875 \text{ m}$$

Es gilt:

$$T = \frac{2,3 * 0,024}{4 \pi * 0,875} = \frac{0,552}{11} = 5,0 * 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{min}}$$

$$T = 8,4 * 10^{-5} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Mit $M = 20 \text{ m}$ ergibt sich die Durchlässigkeit zu

$$K = 4,2 * 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Weiterhin gilt:

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r^2} = \frac{2,25 (5 * 10^{-3}) * 12,5}{347} = 4 * 10^{-4}$$

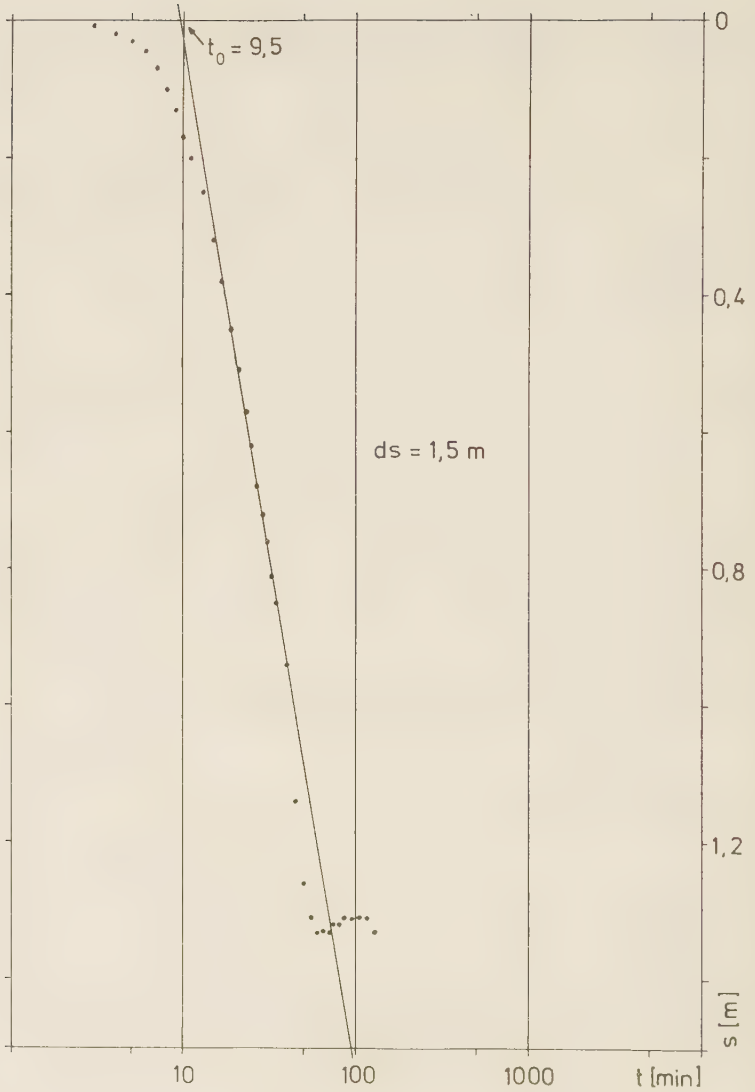


Abb. 5: Auswertung der Pumpversuchsdaten des Pegels 1 Kf a nach der Methode I von COOPER & JACOB (1946).

Bei dieser Berechnungsmethode wird die mathematische Randbedingung, daß u kleiner als 0,01 ist, nicht erfüllt. Dennoch liegen die ermittelten hydraulischen Parameter sehr gut im Rahmen der Ergebnisse der anderen Verfahren.

4.2.2.3 Das Verfahren nach BOULTON:

Die Auswertung basiert auf einer Anpassung der gemessenen Absenkkurve an BOULTON'sche Typkurven. In der vorliegenden Arbeit beschränke ich mich auf die Ermittlung von T , S und K .

Der Speicherkoeffizient S ist:

$$S = S_A + S_Y = \gamma * S_A \quad \text{und} \quad \gamma = 1 + S_Y/S_A,$$

wobei S_A = spontan entwässerbares Wasservolumen und
 S_Y = mit Verzögerung entwässerbares Wasservolumen.

Die Gleichung des BOULTON-Verfahrens ist ähnlich der THEIS'schen Gleichung:

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u_{AY}, r/B) \quad \text{mit } B = \text{Drainagefaktor}$$

Die "BOULTON'sche Brunnenfunktion" $W(u_{AY}, r/B)$ läßt sich in zwei Teile aufspalten: Zu Beginn der Absenkung gilt: $W(u_A, r/B)$, während gegen Ende der Absenkung $W(u_Y, r/B)$ gilt. Zur Konstruktion der Typkurven wird $W(u_{AY}, r/B)$ gegen jeweils $1/u_A$ (Beginn) und $1/u_Y$ (Ende) aufgetragen; für jeden Wert r/B entsteht jeweils eine Typkurve (Abb. 6). Die gemessenen

Absenkwerte werden in demselben Maßstab aufgetragen und mit den Typkurven verglichen. Diejenige Typkurve, die sich am besten mit der Meßkurve deckt, wird zur Berechnung verwendet. Bei zwei beliebig ausgewählten Punkten A bzw. Z werden die zugehörigen Koordinatenwerte s , t , $1/u_A$ bzw. $1/u_Y$ und $W(u_A \text{ bzw. } Y, r/B)$ aus dem Typkurvendiagramm abgelesen.

Eine Voraussetzung für die Anwendbarkeit des Verfahrens ist, daß γ größer als 100 ist. Wenn γ zwischen 10 und 100 liegt, erlaubt das BOULTON-Verfahren nur noch eine gute Annäherung an tatsächliche Werte. Dies ist beim Pegel 1 Kf a der Fall (siehe unten), wo sich ein K-Wert ergibt, der geringfügig unter dem des Pegels 1 Kf b und den mit den beiden anderen Methoden berechneten K-Werten liegt.

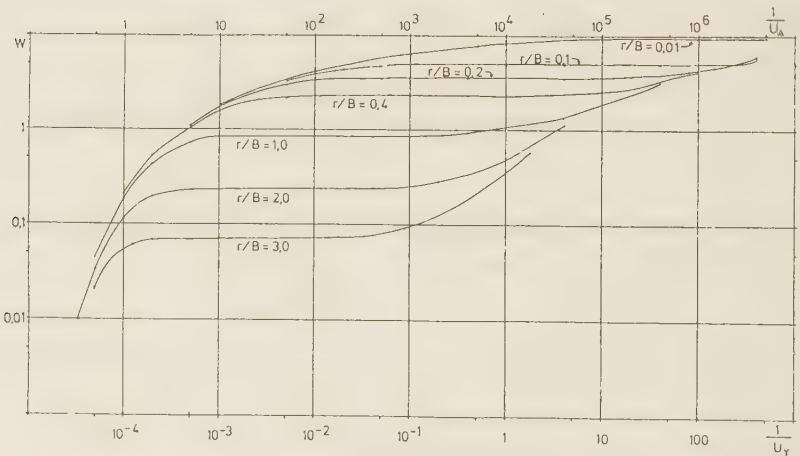


Abb. 6: BOULTON'sche Typkurven, konstruiert mit Werten für $W(u_A, r/B)$, $W(u_Y, r/B)$, $1/u_A$ und $1/u_Y$ aus KRUSEMAN & DE RIDDER (1983, nach BOULTON 1963).

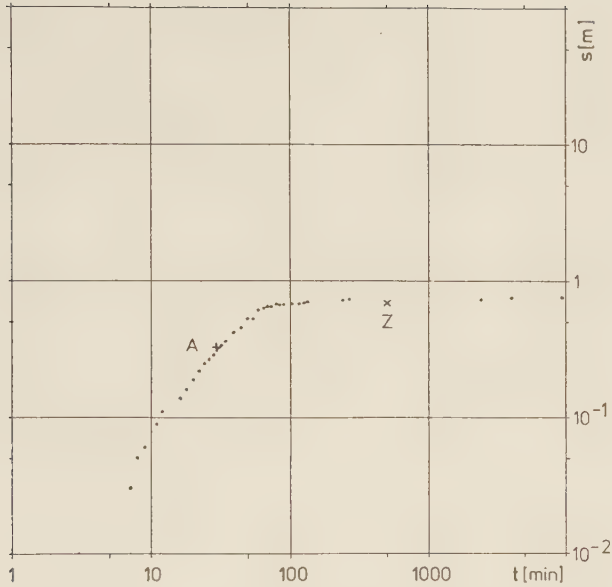


Abb. 7: Absenkkurve im Pegel 1 Kf b während des Pumpversuchs im Brunnen 1 Kf für die Auswertung nach BOULTON 1963.

Für den Pegel 1 Kf a ergeben sich:

$$Q = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$r = 12,25 \text{ m}$$

$$M = 20 \text{ m}$$

Die Absenkkurve deckt sich am besten mit der Typkurve, für die $r/B = 1,0$ gilt (Abb. 6 und 7). Für A in Abb. 7 wird dann:

$$s = 7,5 \cdot 10^{-1} \text{ m}$$

$$t = 1800 \text{ sec}$$

$$1/u_A = 2$$

$$W(u_A, r/B) = 0,42$$

Es gilt:

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u_A, r/B)$$

Beim Einsetzen der Werte folgt:

$$T = \frac{4 * 10^{-4} * 0,42}{4 \pi * 7,5 * 10^{-1}} = 1,8 * 10^{-5} \frac{m^2}{s}$$

$$K = 9 * 10^{-7} \frac{m}{s}$$

Weiterhin gilt:

$$S_A = \frac{4 T t u_A}{r^2}$$

$$S_A = \frac{4 (1,8 * 10^{-5}) * 1800 * 0,5}{150} = \frac{0,0648}{150} = 4,32 * 10^{-4}$$

Für Z in Abb. 7 wird:

$$s = 1,4 \text{ m}$$

$$t = 15600 \text{ sec}$$

$$1/u_Y = 2,67 * 10^{-1}$$

$$W(u_Y, r/B) = 8,5 * 10^{-1}$$

Es gilt:

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u_Y, r/B)$$

$$T = \frac{Q * W(u_Y, r/B)}{4 \pi s} = \frac{(4 * 10^{-4}) (8,5 * 10^{-1})}{4 \pi 1,4} = 1,9 * 10^{-5} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

$$K = 9,5 * 10^{-7} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Weiterhin gilt:

$$u_Y = \frac{r^2 * S_Y}{4 T t}$$

$$S_Y = \frac{4 (1,9 * 10^{-5}) * 15600 * 3,745}{150} = 0,03 = 3 * 10^{-2}$$

$$\text{gamma} = 1 + \frac{3 * 10^{-2}}{4,32 * 10^{-4}} = 70,4$$

Für den Pegel 1 Kf b (Abb. 7) ergibt sich:

$$Q = 4 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$r = 18,63 \text{ m}$$

$$M = 20 \text{ m}$$

Die Absenkkurve deckt sich am besten mit der Typkurve, für die $r/B = 0,4$ gilt (Abb. 6).

Für A gilt:

$$s = 3,2 * 10^{-1} \text{ m}$$

$$t = 1800 \text{ sec}$$

$$l/u_A = 1,75$$

$$W(u_A, r/B) = 4,2 * 10^{-1}$$

Durch Einsetzen der Werte ergibt sich:

$$T = \frac{Q W(u_A, r/B)}{4 \pi s} = \frac{(4 * 10^{-4}) (4,2 * 10^{-1})}{4 \pi (3,2 * 10^{-1})} = 4 * 10^{-5} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

$$K = 2 * 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Analog zu den Berechnungen für Pegel 1 Kf a folgt:

$$S_A = \frac{4 (4 * 10^{-5}) * 1800 * 1}{347 * 1,75} = 4,7 * 10^{-4}$$

Für Z gilt:

$$s = 7 * 10^{-1} \text{ m}$$

$$t = 30000 \text{ sec}$$

$$l/u_Y = 7 * 10^{-1}$$

$$W(u_Y, r/B) = 2,4$$

Durch Einsetzen der Werte ergeben sich T, K, S und gamma zu:

$$T = \frac{(4 * 10^{-4}) * 2,4}{4 \pi (7 * 10^{-1})} = 1 * 10^{-4} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

$$K = 5 * 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$S_Y = \frac{4 (1 * 10^{-4}) * 30000 * 1}{347 (7 * 10^{-1})} = 5 * 10^{-2}$$

$$\text{gamma} = 1 + \frac{5 * 10^{-2}}{4,7 * 10^{-4}} = 107,4$$

Die Ergebnisse sind in der Tab. 3 zusammengefaßt.

4.2.3 Berechnung aus dem Wiederanstieg nach THEIS

Nach dem Abschalten der Pumpe beginnt der Wasserspiegel im Brunnen wieder zu steigen, bis er seinen ursprünglichen Stand erreicht hat. Die "verbleibende Absenkung", also die Differenz zwischen Ruhewasserspiegel und ansteigendem Wasserspiegel, wird mit s' bezeichnet. Der Vorgang des Wiederanstiegs verläuft spiegelbildlich zum Absenkvorgang. Die mittlere Zuflußrate zum Brunnen ist gleich der mittleren Förderrate während der Absenkung. Das Wiederanstiegsverfahren nach THEIS hat den Vorteil, daß man keine Beobachtungspegel braucht. Es erlaubt die Berechnung der Transmissivität des Gesteins (KRUSEMAN & DE RIDDER 1983:66-68; LANGGUTH & VOIGT 1980:172-174).

Nach THEIS ist die verbleibende Absenkung s' :

$$s' = \frac{Q}{4 \pi T} W(u) + \left(- \frac{Q}{4 \pi T} W(u') \right)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4 t T}$$

$$u' = \frac{r^2 S'}{4 t' T}$$

T = Transmissivität

S = Speicherkoeffizient während der Entleerung

S' = Speicherkoeffizient während des Anstiegs

t = Zeit seit Beginn der Entnahme

t' = Zeit seit Ende der Entnahme

Q = Förderrate

r = Radius des Brunnens

Die Gleichung wird durch Reihenentwicklung gelöst; bei wachsendem t' und gleichgroßen S und S' ist

$$s' = \frac{Q}{4 \pi T} \log \frac{t}{t'}$$

In halblogarithmischer Darstellung werden s' und $\log t/t'$ aufgetragen (Abb. 8). Man liest den Wert für ds' ab, also die Differenz der verbleibenden Absenkung pro logarithmischem Zeitzyklus, und berechnet die Transmissivität mit:

$$T = \frac{2,3 Q}{4 \pi ds'}$$

Die Benennung der Variablen erfolgt in Anlehnung an KRUSEMAN & DE RIDDER (1983).

Für den Brunnen 1 Kf (Abb. 8) gelten folgende Randbedingungen:

- maximale Absenkung s 8 m
- Zeit vom Entnahmebeginn bis Entnahmeende 18 d
- Zeit vom Entnahmeende bis zum Ende
des Wiederanstiegs 7200 sec
- Zeit vom Entnahmebeginn bis zum Erreichen des
stationären Zustands 18000 sec
- Grundwassermächtigkeit M 20 m
- verbleibende Absenkung pro logarithm. Zeitzyklus 5,75 m
- durchschnittliche Förderrate Q 0,00032 m³/s

Es gilt:

$$T = \frac{2,3 Q}{4 \pi s'}$$

$$T = \frac{2,3 * 0,00032}{4 \pi * 5,57} = 1,1 * 10^{-5} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Wenn $M = 20$ m, ergibt sich K zu:

$$K = 5,3 \cdot 10^{-7} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Im Vergleich mit den beiden oben beschriebenen Verfahren erscheint dieser K - Wert etwas zu klein. Das rührt daher, daß wegen der Brunneneintrittsverluste der Wasserspiegel im Brunnen tiefer liegt als im Aquifer. Diese Höhendifferenz geht im Nenner der Gleichung ein, also kann T je nach der Länge der Sickerstrecke etwas oder sehr viel kleiner ausfallen.

Nach NAHRGANG (1965) beträgt die Länge der Sickerstrecke

$$S_i = \frac{s^2}{2 M}$$

Daraus errechnet sich im vorliegenden Fall eine Länge der Sickerstrecke von 1,6 m und ds ist auf 4,15 m zu korrigieren. Dann ergibt sich eine neue Durchlässigkeit

$$K = 7 \cdot 10^{-7} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Die Pumpversuche in den Pegeln auf dem Rotkreuzhügel konnten nur nach dem Wiederanstiegsverfahren nach THEIS (Tab. 4) ausgewertet werden, da keine entsprechenden Beobachtungspegel vorhanden sind. Im Versuchsfeld war die Reichweite der Absenktichter so klein, daß die anderen Pegel nicht beeinflusst wurden.

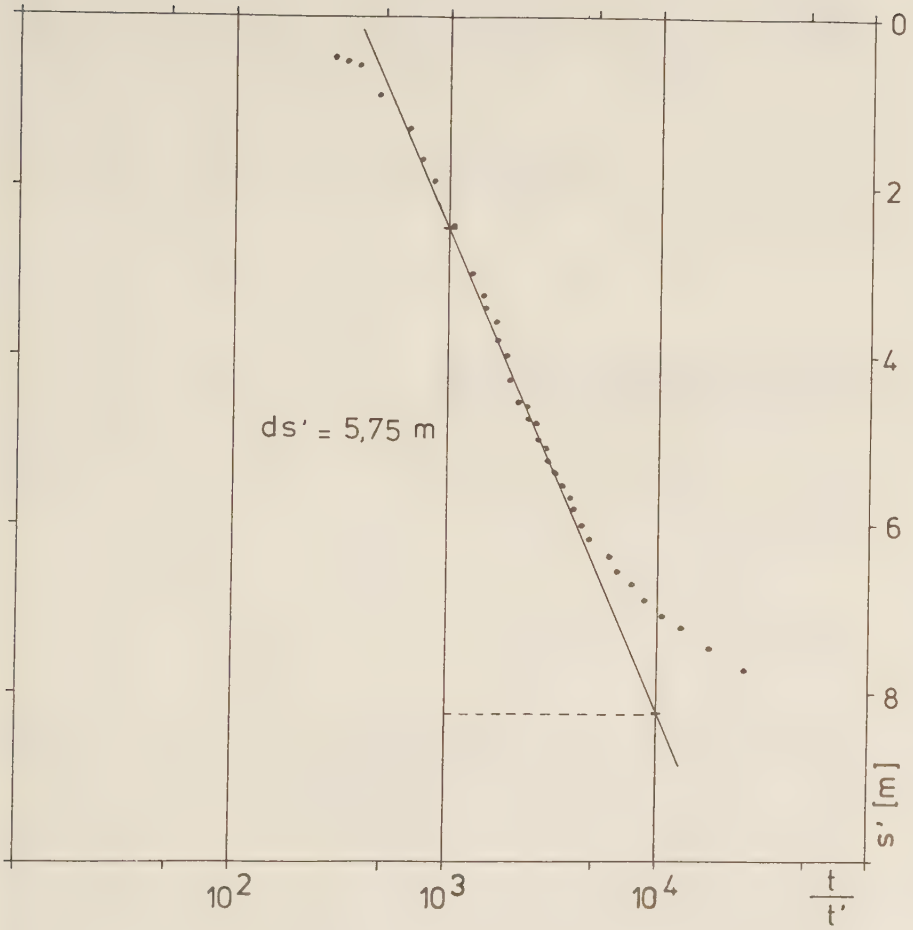


Abb. 8: Wiederanstiegskurve des Wasserspiegels im Brunnen
1 Kf zum Auswerteverfahren nach THEIS (1935).

Auswertbare Pumpversuche liegen auch von den Pegeln des Versuchsfelds vor; sie wurden nach dem Bau klargepumpt, und anschließend wurde der Wiederanstieg des Wassers gemessen und daraus die Durchlässigkeit berechnet (Tab. 5). Zusätzlich habe ich Pumpversuche durchgeführt, während derer der Wasserspiegel im Vergleich zur Grundwassermächtigkeit nur wenig abgesenkt wurde. Die Absenkung betrug nur im Pegel D 3 mehr als ein Drittel der Grundwassermächtigkeit, in allen anderen weniger als M/3. Der Ausbau der Pegel ist im Kapitel 8 beschrieben.

4.2.4 Vergleich der Ergebnisse

Die Ergebnisse meiner Pumpversuchsauswertungen zeigen (Tab. 3 - 5) Durchlässigkeiten zwischen $3 \cdot 10^{-9}$ und $3 \cdot 10^{-6}$ m/s. Der Mittelwert beträgt

$$K = 1,6 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

unabhängig von der Tiefenlage der Filterstrecke.

Alle Durchlässigkeiten, die aus dem Wiederanstieg gemessen wurden, fallen eher zu niedrig als zu hoch aus, da hier die Länge der Sickerstrecke unberücksichtigt bleiben muß. Um wieviel höher sie in Wirklichkeit liegen würden, kann hier nicht angegeben werden (s. Kap. 5.1.3). Im Kapitel zur Berechnung des unterirdischen Abflusses aus Aquiferdaten wurde eine Durchlässigkeit von $K = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s als Mittelwert für das Gesamtgebiet eingesetzt. Dieser Wert dürfte einen vernünftigen Gebietsmittelwert darstellen, der sowohl die höheren Durchlässigkeiten im Norden (SCHNEIDER 1971) als auch die niedrigeren Durchlässigkeiten im Südosten (MEIER & STRIEBEL

1984) des Untersuchungsgebiets berücksichtigt.

Die berechneten Speicherkoeffizienten zwischen $5 \cdot 10^{-2}$ und $4 \cdot 10^{-4}$ deuten darauf hin, daß hier gespanntes bis halbgespanntes Grundwasser angetroffen wurde.

5 P E R M E A M E T E R V E R S U C H E

In einem Permeameter werden die Durchlässigkeit eines Sediments im wassergesättigten Zustand und die effektive Porosität ermittelt.

5.1 BESTIMMUNG DER WASSERGESÄTTIGTEN DURCHLÄSSIGKEIT

5.1.1 Randbedingungen

Die Theorie von Permeameterversuchen ist von LANGGUTH & VOIGT (1980) ausführlich beschrieben worden.

In der vorliegenden Arbeit wurden nur gestört entnommene Proben verwendet. Um die Versuchsanordnung reproduzierbar zu gestalten, wurde angestrebt, das Sediment mit optimal dichter Lagerung in das Permeameter einzubauen. Das Einbauen der Probe geschah schichtenweise. Die einzelnen Schichten waren einige Zentimeter dick; durch vorheriges gutes Mischen der Probe wurde angestrebt, daß sich die einzelnen Schichten in ihrer

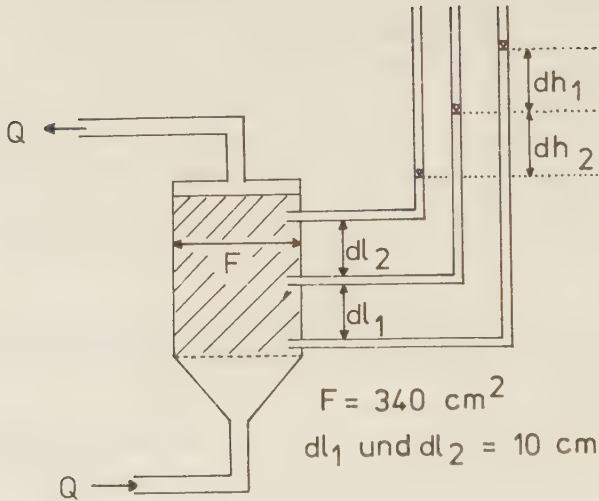


Abb. 9: Aufbau und Abmessungen des Permeameters.

Durchlässigkeit nicht voneinander unterscheiden. Mit dem Einbauen der nächsten Lage wurde immer so lange gewartet, bis sich die vorhergehende Lage durch die Wirkung der Kapillarkräfte mit Wasser vollgesogen hatte. Dadurch erreicht man, daß möglichst wenig Luft im Porenraum eingeschlossen bleibt. Zusätzlich wurde die Probe mit Hammerschlägen auf den Topf eingerüttelt und damit gleichzeitig verdichtet und weiter entlüftet. Es wurde für den Versuch nur entlüftetes Wasser verwendet, um die Entstehung von Gasblasen in der Probe auch

auf diesem Wege auszuschließen.

Trotz sorgfältigen Einbaus der Proben stellte sich später während der Versuche heraus, daß nicht nur beispielsweise an den Wänden des Topfes, sondern auch im Innern der Probe besonders gut durchlässige Fließwege bestehen bleiben können, wodurch erheblich größere Durchlässigkeiten vorgetäuscht werden als sie dem Sediment tatsächlich entsprechen. Andererseits können - besonders bei stark feinkornhaltigem Sediment - beim Einbau durch das im Topf hochsteigende Wasser Entmischungen in den Kornfraktionen entstehen, so daß beispielsweise Schlufflagen erheblich geringerer Durchlässigkeit das Ergebnis entsprechend beeinflussen können. Diese versuchs-technisch bedingten Fehlerquellen wurden bei der Interpretation der Ergebnisse entsprechend berücksichtigt.

5.1.2 Versuchsanordnung

In der Abb. 9 ist das Permeameter dargestellt, wie es für die vorliegende Arbeit verwendet wurde.

Für die Berechnung der Durchlässigkeit werden folgende Größen benötigt:

Q = Durchflußrate [m^3/s]

F = Querschnittsfläche des Permeameters [m^2]

dl_1, dl_2 = Abstände zwischen den Manometerrohren [m]

dn = Differenz der Spiegelhöhen in den Manometerrohren [m]

v_2/v_1 = Quotient der kinematischen Viskositäten von Wasser bei Versuchstemperatur bzw. bei 10 °Celsius.

Daraus berechnet man die Durchlässigkeit K_{10} bei 10 °C zu:

$$K_{10} = \frac{Q}{F} \frac{dl_1}{dh_1} * \frac{v_2}{v_1} \quad [m/s]$$

Für eine Versuchstemperatur von 20 °C beträgt $v_2/v_1 = 0,77$ (LANGGUTH & VOIGT 1980).

Im folgenden wird immer K_{10} berechnet, der Einfachheit halber jedoch nur K geschrieben.

Nach dem Einbau der Probe wurde die Wasserzufuhr eingeschaltet; Q wurde erst dann gemessen, wenn sich dh_1 und dh_2 nicht mehr änderten. Anschließend wurde Q mehrmals schrittweise erhöht. Dabei ergaben sich jeweils 2 K-Werte (einer zwischen dem unteren und dem mittleren Manometerrohr und einer zwischen dem mittleren und dem oberen). Die weiter unten angeführten Ergebnisse sind Mittelwerte aus diesen Einzelwerten.

5.1.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

Es wurden 54 Meßergebnisse an 30 Proben erhalten, die ausschließlich aus den Bohrungen des Versuchsfelds stammen.

Wenn in einer Probe ein Bereich relativ großer Durchlässigkeit vorhanden ist (z.B. Poren, aus denen Feinkorn ausgeschwemmt wurde), bzw. ein Bereich mit relativ kleiner Durchlässigkeit (z.B. eine Schlufflage), dann werden die Druckspiegeldifferenzen in dem entsprechenden Topfabschnitt klein bzw. groß.

In einzelnen Proben wurden Unterschiede in der Durchlässigkeit von mehr als einer Zehnerpotenz errechnet. Diese Ergebnisse gehen nicht in die Auswertung ein. Es wurden auch diejenigen

Ergebnisse nicht miteinbezogen, wo sich bei den einzelnen Versuchsteilen starke Differenzen in den Standrohrspiegelhöhen ergeben hatten. Hier muß man Entmischungen im Korngefüge vermuten.

Die verbleibenden 45 K-Werte (Tab. 6) liegen in der Größenordnung zwischen $3,6 \cdot 10^{-4}$ und $9,4 \cdot 10^{-8}$ m/s. Der Mittelwert beträgt

$$K = 7,2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s.}$$

Dieser hohe Mittelwert nach Laborversuchen im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Pumpversuchen hat folgenden Grund: Beim Einbau wird ein Teil der Ton- und Schluffraktion durch das im Permeameterkopf hochsteigende Wasser ausgeschwemmt, was man auch an der Trübung des überlaufenden Wassers sehen kann. Die Größe des dadurch entstehenden Fehlers ist vermutlich abhängig von der Kornverteilung des untersuchten Sediments.

5.2 BESTIMMUNG DER EFFEKTIVEN POROSITÄT UND DES SPONTAN ENTWÄSSERBAREN HOHLRAUMVOLUMENS

Für das Fließen des Wassers im Porenraum steht nicht immer die gesamte Wassermenge zur Verfügung. Ein Teil des Porenwassers ist adsorptiv an die Gesteinsmatrix gebunden und kann, wenn überhaupt, dann nur extrem langsam fließen, während der andere Teil vergleichsweise schnell fließt. Das gesamte Hohlraumvolumen abzüglich des extrem langsam fließenden Wasservolumens bezeichnet man als effektive Porosität (SEILER 1975). Wie groß die Anteile schnell bzw. langsam fließenden Wassers sind, hängt unter anderem vom Ungleichförmigkeitsgrad des Sediments ab.

Kleiner oder höchstens gleich groß wie die effektive Porosität ist das "spontan entwässerbare Hohlraumvolumen" (SEILER 1973). Dies ist die Wassermenge, die spontan und allein durch die Einwirkung der Schwerkraft aus einer wassergesättigten Probe nach unten abfließt; sie ist umso kleiner, je größer der Anteil des Porenraumes ist, in dem die Rückhaltewirkung der Kapillarkräfte vorhanden ist. Dieser Anteil ist in einem feinkörnigen Sediment bzw. bei hoher Ungleichförmigkeit höher als in einem grobkörnigen Sediment oder bei niedriger Ungleichförmigkeit.

Das spontan entwässerbare Hohlraumvolumen der Proben wurde folgendermaßen ermittelt: Die ursprünglich wassergesättigten Proben wurden über Nacht, also ca. 12 Stunden lang, entwässert, indem das Wasser aus dem untersten Anschlußstutzen für das Manometerrohr ungehindert auslaufen konnte. (SEILER 1975 gibt für fluvioglaziale Lockersedimente eine Entwässerungszeit von 5 Stunden an, nach denen nur noch der gebundene Anteil des Porenwassers zurückbleibt.) Anschließend wurde die Probe von unten erneut mit Wasser gefüllt und das Wasservolumen, das von der Probe aufgenommen wurde, exakt gemessen, und zwar zwischen den Anschlußstutzen. Wie bei der Durchlässigkeit ergeben sich zwei Teilvolumina, aus deren Mittel sich das spontan entwässerbare Hohlraumvolumen der Probe errechnet. Das Gesamtvolumen der Proben besteht aus zwei gleichen Teilvolumina von $340 \text{ cm}^2 \cdot 10 \text{ cm} = 3400 \text{ cm}^3$.

Die effektive Porosität ist der Quotient aus Filter- und Abstandsgeschwindigkeit: $v_f / v_a = n_{\text{eff}}$. (Die Abstandsgeschwindigkeiten in den Permeametern wurden durch Markierungsversuche ermittelt.) Die Werte des spontan entwässerbaren Hohlraumvolumens sind in der Tabelle 6 aufgeführt. Die Ergebnisse liegen zwischen ca. 3 Vol.% bei hohem Ungleichförmig-

keitsgrad der Probe und ca. 16 Vol.% bei niedrigem Ungleichförmigkeitsgrad. Sie sind niedriger als die effektive Porosität.

6 U N T E R S U C H U N G E N M I T K Ü N S T L I C H E N U N D N A T Ü R L I C H E N M A R K I E R U N G S S T O F F E N

6.1 MARKIERUNGSVERSUCHE MIT KÜNSTLICHEN TRACERN

Im Spätherbst 1983 und im Januar 1984 wurden in 14 Brunnen des Tagebaugebietes Rauberweiherhaus 17 Grundwassermarkierungen durchgeführt. Aus der mittleren Aufenthaltsdauer der Tracer im Grundwasser sollte die Fließgeschwindigkeit des Grundwassers im Kreidegrundwasserstockwerk ermittelt werden. Außerdem suchte man nach Informationen über die Bedeutung der hydraulischen Wirksamkeit der Klüfte, also über die Richtungen eventuell vorhandener bevorzugter Fließwege.

6.1.1 Randbedingungen

Der grundlegende Gedanke für künstlich angestellte Markierungen ist, in das Wasser einen Farbstoff oder eine radioaktive Substanz einzugeben und in einer gewissen Entfernung im Unterstrom der Eingabestelle die Konzentration des Markierungsstoffes im Grundwasser als Funktion der Zeit zu messen.

Die Ausbreitung des Markierungsstoffs geschieht mit der Grundwasserbewegung und wird auf dem Fließweg durch Dispersion, chemische und biochemische Umsetzungen und durch Sorption beeinflusst. Um diese Einflüsse überschaubar zu halten, werden Grundwassermarkierungen in aller Regel mit sogenannten "idealen" oder "konservativen" Tracern durchgeführt. Deren Konzentration im Untergrund wird nur durch Dispersion verändert; Sorptions- und physikalisch-chemische Prozesse verändern ihre Konzentration nicht.

Zu einem gewissen Problem kann die Interpretation von Tracerversuchen in Gesteinen mit zwei Arten von Porosität ("double porosity") werden; ein Beispiel dafür sind geklüftete, poröse Sedimentgesteine. In einem solchen Gestein fließt das Wasser in weiten Klüften schneller als im Porenraum der Matrix. Hier kommt es dann zu Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Fließwegen, die die Form der Tracerdurchgangskurven entsprechend beeinflussen können.

Die Möglichkeiten und theoretischen Grundlagen von Grundwassermarkierungen mit Tracern sind in mehreren Arbeiten ausführlich diskutiert worden. Eine eingehende Darstellung von mathematischen Modellen und ihrer Einsatzmöglichkeiten findet man in den Arbeiten von ZUBER (1974; 1983; 1985), KREFT et al. (1974), KREFT & ZUBER (1978), LENDA & ZUBER (1970) und MALOSZEWSKI & ZUBER (1985).

6.1.2 Versuchsdurchführung

Die Pegel und Brunnen, die für die Markierungen eingesetzt wurden und ihre Lage im ehemaligen Tagebaugebiet Rauberweiherhaus sind in der Abb. 10 dargestellt. Es wurden die kon-

servativen Markierungsstoffe Brom-82, Uranin und Eosin in die Pegel, die in der Nähe der Brunnen stehen, eingegeben (siehe Tab. 7 + 8).

Die Versuche wurden nach der "Two-Well Pulse"-Methode (ZUBER 1974, KREFT et al. 1974) durchgeführt. Dieses Verfahren besteht darin, daß man eine vertikal linienförmige Tracereingabe in einen Pegel vornimmt, der im Einzugsbereich eines Pumpbrunnens steht. Der Einzugsbereich ist allerdings nicht immer hinreichend bekannt, so daß sich immer wieder Fehlversuche ergeben können.

Der Markierungsstoff wurde in einem Behälter zur Pegelsohle herabgelassen und dort mit Preßluft schlagartig herausgeblasen. Die Preßluftzufuhr hielt mehrere Minuten an, um den Tracer durch die aufsteigenden Luftblasen in der Wassersäule gleichmäßig zu verteilen. Die Entnahme der Proben erfolgte am Brunnenkopf. Das Wasser wurde in 50-ml-PVC-Flaschen gefüllt und im chemischen Labor des IfR analysiert.

6.1.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

Die Markierungen wurden über kurze Entfernungen (weniger als 144 m) und im Umfeld der Nachweisbrunnen durchgeführt; trotzdem dauerten die Tracerdurchgänge teilweise mehr als zwei Jahre. So waren im Dezember 1985 die Farbdurchgänge in den Brunnen 79, 86 und 147 noch nicht beendet. Das weist auf langsame Fließgeschwindigkeiten in den Kreidesandsteinen hin.

6.1.3.1 Definitionen der Abstandsgeschwindigkeiten aus der Tracerdurchgangskurve

Die Abstandsgeschwindigkeit ist definiert als der Quotient aus der Fließstrecke (x , Tab. 7) und der zugehörigen Fließzeit (t):

$$v_{a\ n} = x/t_n$$

Aus der Durchgangskurve des Tracers werden drei Abstandsgeschwindigkeiten definiert. Dem ersten Einsatz des Tracerdurchgangs zur Zeit t_1 entspricht die maximale Abstandsgeschwindigkeit $v_{a\ 1}$, dem Kurvenmaximum zur Zeit t_2 entspricht die häufigste Abstandsgeschwindigkeit $v_{a\ 2}$ und dem Schwerpunkt der Kurve zur Zeit t_3 die mittlere Abstandsgeschwindigkeit $v_{a\ 3}$. t_1 und t_2 kann man unmittelbar aus den Meßwerten der Farbdurchgänge ablesen. Für die Bestimmung von t_3 wurden Summenkurven der gemessenen Konzentrationen aufgestellt. t_3 ist der Medianwert (50 % des Farbdurchgangs). Die so ermittelten Werte für t_n und $v_{a\ n}$ sind in der Tab. 8 aufgeführt.

Nur die Abstandsgeschwindigkeit $v_{a\ 3}$ kann für hydraulische Berechnungen verwendet werden. Die Abstandsgeschwindigkeiten $v_{a\ 1}$ und $v_{a\ 2}$ dienen dagegen zur Bewertung der chemischen und/oder mikrobiologischen Eigenschaften des Grundwassers im Falle von Kontaminationen, die punktförmig und momentan ins Grundwasser gelangen.

6.1.3.2 Berechnung der mittleren Abstandsgeschwindigkeit

Im Fall eines kreiszylindrischen Grundwasserzuflusses zum Brunnen kann man die Abstandsgeschwindigkeit des Grundwassers

auch aus der Größe der Grundwasserentnahme berechnen. Es gilt:

$$v_a = Q / (F n_{eff}),$$

wobei F die Nettomantelfläche des Zylinders ist:

$$F = 2 \pi r h$$

mit r = Radius des Zylinders [m], h = Höhe der Wassersäule in der Entfernung r vom Brunnen [m], und n_{eff} = effektive Porosität = 0,25.

Für r kann man als untersten Wert den Brunnendurchmesser (hier: 0,40 m) und als obersten Wert die Entfernung Brunnen--Markierungspegel einsetzen. Dann errechnet man die Werte für v_a , wie sie in der Tab. 8 aufgeführt sind.

6.1.3.3 _Schlußfolgerungen_

Der Vergleich der berechneten und der gemessenen Abstandsgeschwindigkeiten zeigt folgendes:

- Die gemessenen Werte liegen innerhalb der Grenzen der berechneten Werte, mit Ausnahme jener der Brunnen 123 und 158.
- In den Brunnen 123 und 158 wurden Abstandsgeschwindigkeiten gemessen, die weit über den berechneten liegen. Dabei wurde vorausgesetzt, daß ein homogenes, poröses Gestein vorliegt; die Messungen zeigen jedoch, daß hier wesentlich schnellere Transportbahnen existieren müssen. Es kann sich nur um Klüfte handeln, in denen das Grundwasser mit dem Tracer schneller als im Porenraum des Sediments fließt.

6.1.3.4 Die Bedeutung der Klüfte

Daß im Gestein Klüfte vorhanden sind, wurde mehrfach auch an anderen Stellen beobachtet: In den Aufschlußbohrungen auf dem Rotkreuzhügel traten wiederholt Spülungsverluste beim Bohren auf. In der Bohrung 1 Kf waren sie besonders stark. Auch in anderen Bohrungen im Untersuchungsgebiet wurden öfters Spülungsverluste beobachtet. Im Pegel MS 130 der BBI ist ein permanentes Plätschern zu hören; der Wasseraustritt liegt dort, wo das Bohrverzeichnis die Spülungsverluste angibt: Das bedeutet, daß aus einer Kluft oberhalb des Grundwasserspiegels Wasser ausläuft und hinuntertropft. Weiterhin sind durch die Absenkung für die Braunkohlegewinnung die Wasserscheiden nach Südwesten bevorzugt abgebaut worden, während die Wasserscheide im Südosten und Osten ihren ursprünglichen Verlauf weitgehend beibehielt.

Diese Beobachtungen lassen insgesamt darauf schließen, daß im ganzen Gebiet eine gewisse Klüftigkeit vorhanden ist. Die Klüfte sind zwar mitunter sehr gut hydraulisch leitend, sie scheinen jedoch lokal begrenzt aufzutreten und keine großräumige Ausdehnung zu haben. So wurden beispielsweise beim Markierungsversuch in den Pegeln 1 Kf a bzw. 1 Kf b die Farbtracer auch nach 3 Wochen Pumpdauer (auf Entfernungen von 12,25 m bzw. 18,6 m; s. Kap. 4.1.2) nicht nachgewiesen, trotz der wegen der Spülungsverluste erwiesenen Klüfte. Hier floß der Tracer nur im Porenraum, die Klüfte waren für den Tracertransport unwirksam.

Ein weiteres Beispiel für vorhandene Klüfte ohne große Reichweite wird im Kap. 6.2.4.1 im Zusammenhang mit den Ergebnissen der Tritiummessungen diskutiert.

6.2 MESSUNGEN DES NATÜRLICHEN TRITIUMGEHALTES

Die "mittlere Verweilzeit" ist die Zeit, die zum einmaligen Austausch des Wasservolumens im Gestein erforderlich ist (residence time). Sie ist umgekehrt proportional zur Grundwasserneubildung und direkt proportional zur Größe des wasserführenden Systems.

6.2.1 Randbedingungen

Das Konzept der mittleren Verweilzeit fußt auf der Verteilung der Potential- und Stromlinien in einem Grundwasserkörper, wie es in der Abb. 11 dargestellt ist. Die Fließgeschwindigkeit des Grundwassers ergibt sich durch den Abstand der Potentiallinien und die Durchlässigkeit des Gesteins: Liegen die Potentiallinien nahe beieinander, ist die Fließgeschwindigkeit groß; dagegen ist sie klein, wenn die Potentiallinien weit auseinander liegen (VILLINGER 1977:17). Daraus folgt, daß ein Wasserteilchen, das sich längs der im Bild unteren Stromlinie bewegt, länger braucht, um den Vorfluter zu erreichen, als ein Wasserteilchen, das z.B. im Bereich der Bohrungen versickert. Wenn man die Verweilzeiten aller Wasserteilchen zusammenfaßt und gewichtet mittelt, erhält man die "mittlere Verweilzeit".

Bei der Berechnung der Verweilzeit in einem Grundwassersystem muß man bei dem Ergebnis hinzufügen, ob das ganze System oder nur ein Teil davon betrachtet wurde. Aus der Abb. 11 wird deutlich, daß die "mittlere Verweilzeit" etwa zwischen der Grundwasserscheide und den als Bohrungen bezeichneten Beobachtungsstellen kleiner ist als zwischen Grundwasserscheide und Vorfluter. Dementsprechend sei hier betont, daß sich alle Berechnungen, die im folgenden durchgeführt werden, auf das ge-

samte Einzugsgebiet und die Gesamtmächtigkeit des Grundwasserleiters beziehen. Die angegebenen Verweilzeiten sind mittlere Verweilzeiten für das gesamte System.

Die mittlere Verweilzeit kann durch Messungen des Gehalts bestimmter radioaktiver Isotopen im Grundwasser bestimmt werden. Aus der Kenntnis der Eintrags- und Austragskonzentration und der Halbwertszeit der Isotope kann man Rückschlüsse auf das Mischalter der Wasserkomponenten ziehen. Außerdem gibt es noch die Möglichkeit, die mittlere Verweilzeit aus hydrologischen Daten des Aquifers zu berechnen (siehe unten).

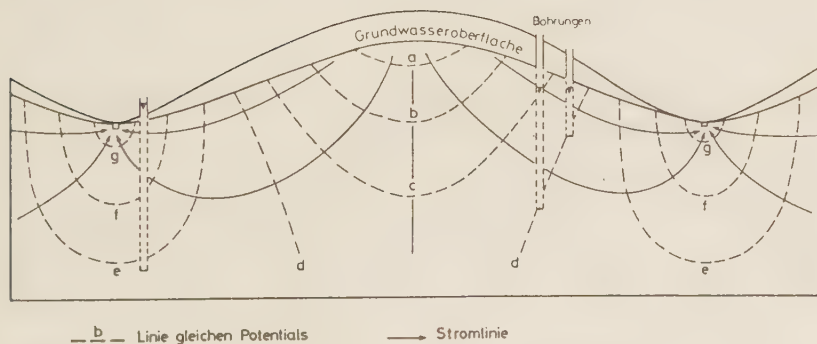


Abb. 11: Senkrechter Schnitt durch einen homogenen Grundwasserleiter mit Potentiallinien und Stromlinien (VILLINGER 1977, nach HUBBERT 1940 und TOTH 1962). Nach diesem Modell wird die unterirdische Bergwasserscheide nicht unterflossen.

gen worden, wodurch man dort ein (fälschlich) jüngeres Alter erhält, als es bei ungestörtem Zustand gemessen würde.

Diese beiden Aspekte seien hier näher erläutert:

Zu Punkt 1): Entsprechend dem Modell der Grundwasserbewegung in Abb. 11 muß man davon ausgehen, daß eine gewisse Altersschichtung im Aquifer besteht. In der Abb. 12 ist dieser Zustand dargestellt, wie ihn ATAKAN (1972, zit. in: MOSER & RAUERT 1980) beschrieben hat.

Nach diesem Modell ist der gemessene Tritiumgehalt abhängig von der Teufe, in der die Probe entnommen wurde. Bei der Probennahme muß also entweder gewährleistet sein, daß das gesamte Profil in einer Mischprobe erfaßt wird, oder die Proben aus verschiedenen Teufen in mehreren Brunnen müssen nach ihrer Höhenlage korreliert werden. Dabei ist darauf zu achten, ob der Brunnen auf der gesamten Länge mit Schlitzrohren ausgebaut ist oder nur abschnittsweise, denn dann besteht die Möglichkeit, daß nicht alle Bereiche des Grundwasserleiters in einer Probe erfaßt werden.

Die MS-Pegel der BBI im Untersuchungsgebiet sind nur teilweise verfiltert. Ein Vergleich der Brunnenendteufen mit den geologischen Profilen, wie sie bei SCHNEIDER (1971) abgebildet sind, hat gezeigt, daß die Brunnen in vielen Fällen nicht bis zur Unterkante der Kreide hinabreichen. Die tiefsten Stromfäden des Grundwasserkörpers werden also in den Brunnen entweder überhaupt nicht oder nicht repräsentativ erfaßt.

Zu Punkt 2): Im Zuge der Grundwasserabsenkung für den Braunkohleabbau wurde der Wasserspiegel stark abgesenkt. Dadurch ist das ursprüngliche Strömungsfeld tiefgreifend gestört und verschoben worden, da der Absenktrichter einen erheblichen

Teil des Grundwasserkörpers umfaßt. GEYH & KUCKELKORN (1969) haben dasselbe bei Altersbestimmungen im Fuhrberger Feld gefunden:

"Diese ... Vorkommen werden von rezentem, nur wenige Jahre altem Wasser überlagert, von dem Anteile infolge der laufenden Wasserentnahme mehr und mehr in die Tiefe gelangten."

Sie stellten fest, daß die stärkste Vermischung an den Stellen mit der größten Wasserförderung erfolgte.

Falls in Zukunft im Untersuchungsgebiet weitere Tritiummessungen zur Altersbestimmung des Wassers durchgeführt werden sollten, müssen die oben dargelegten Gesichtspunkte beachtet werden.

6.2.3 Berechnung der mittleren Verweilzeit aus hydrologischen Daten

Entsprechend der Definition der mittleren Verweilzeit kann man das Wasservolumen im System (hier: das Einzugsgebiet) durch $V = Q \cdot t$ (mit Q = Durchflußmenge) ausdrücken. Durch Umformung ergibt sich: $t = V / Q$ [s].

Die Durchflußmenge in einem Grundwassersystem ist letztlich gleich der mittleren Grundwasserneubildung G_{neu} im gesamten Einzugsgebiet F_E :

$$Q = G_{\text{neu}} \cdot F_E \quad [\text{m}^3 / \text{s}]$$

Das Wasservolumen V im System errechnet sich zu:

$$V = F_E \cdot M \cdot n_{\text{eff}}$$

$[F_E = \text{Fläche des Einzugsgebietes}]$
 $[n_{\text{eff}} = \text{effektive Porosität}]$
 $[M = \text{Mächtigkeit des Grundwasserleiters}]$

Daraus ergibt sich die Verweilzeit t :

$$t = \frac{F_E \cdot M \cdot n_{\text{eff}}}{G_{\text{neu}} \cdot F_E} = \frac{M \cdot n_{\text{eff}}}{G_{\text{neu}}}$$

Für das hier beschriebene unterirdische Einzugsgebiet werden folgende Werte eingesetzt: $F_E = 54,4 \text{ km}^2$; $M = 60 \text{ m}$; $n_{\text{eff}} = 0,25$ und $G_{\text{neu}} = 0,12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{a}$. Dann ergibt sich:

$$t = \frac{60 \cdot 0,25}{0,12} = 125 \text{ a}$$

Die mittlere Verweilzeit beträgt also etwa 125 Jahre.

6.2.4 Der Tritiumgehalt des Grundwassers

Für die Berechnung des Grundwasseralters aus dem Tritiumgehalt gibt es drei Modelle, und zwar das Piston-Flow-Modell, das Exponentialmodell und das Dispersionsmodell (MOSER & RAUERT 1980). Zur sinnvollen Anwendung dieser Modelle müssen Meßwerte aus mehreren Jahren vorliegen, wenn die Eintragskonzentration zeitlich variabel ist, wie etwa bei Tritium. Langjährige Meßwerte liegen für das Untersuchungsgebiet jedoch nicht vor,

deshalb kann aus den Tritiumwerten keine mittlere Verweilzeit nach den oben genannten Modellen berechnet werden.

In den BBI-Brunnen im Rauberweihergebiet wurden Tritiumgehalte im Grundwasser bestimmt. In der Abb. 10 sind die beprobten Brunnen dargestellt. Die Tabelle 9 gibt die gemessenen ^3H -Werte wieder.

Über Messungen von Tritiumgehalten in diesem Gebiet liegt bereits eine Arbeit vor (CHATTERJEE et al. 1984). Die Autoren untersuchten Proben aus den Brunnen 86, 124 und 147 zwischen dem 14.3.84 und dem 10.7.1984. Die Ergebnisse liegen alle im Rahmen der in der Tabelle 9 aufgeführten Meßwerte.

Bezüglich der Messungen von ^{14}C verweise ich auf dieselbe Arbeit.

6.2.4.1 Ergebnisse

Der Vergleich der ^3H -Werte (Tab. 9) aus dem oberflächennahen Grundwasserbereich zeigt folgendes:

- In den Meßreihen vom 2.11.83 und vom 6.3.84 sind die Werte
 - im Rahmen der Meßgenauigkeit - jeweils identisch. Hier haben wir es also mit einem gut durchmischten System zu tun.
- Eine deutliche Abweichung in den Tritiumwerten zwischen dem 2.11.83 und dem 6.3.84 liegt im Brunnen 147 vor. Die Ursachen dieser Schwankungen sind nicht bekannt.
- Auch die Meßreihen vom 6.3.84 und vom 7.8.84 haben gleiche Werte erbracht, mit Ausnahme der Ergebnisse im Brunnen 79. Die Bedeutung dieses Unterschieds kann nur anhand längerer

MeBreihen diskutiert werden.

Tritiumwerte von 30 bis 40 T.U. entsprechen in etwa den Tritiumgehalten im Niederschlag im Untersuchungszeitraum. Alle niedrigeren Tritiumwerte, besonders die der Brunnen 123, 124, 151, 153 und 158 sind auf Mischung von altem und jungem Grundwasser zurückzuführen. Mit den oben genannten Überlegungen zum Wasseralter und zur Lage der Filterstrecken in den Brunnen ist zu beachten, daß die Brunnen 153 und 158 nur auf 5 bzw. 6 m Länge in Teufen zwischen 45 und 73 m verfiltert sind. Hier drückt sich deutlich die Alterszunahme mit der Profiltiefe aus.

Das deckt sich mit dem Befund, daß die Durchlässigkeiten zur Tiefe hin abnehmen; wo das Grundwasser langsam fließt, dauert die Erneuerung durch junges Wasser länger, wodurch das Durchschnittsalter der Wasserkomponenten steigt.

- Signifikante Unterschiede zwischen Grundwasser und Seewasser sind, außer in den Brunnen 124, 153 und 158, nicht festzustellen. Das bedeutet, daß Grund- und Seewasser denselben Ursprung haben, mit anderen Worten, die Seen bestehen aus Grundwasser; dies ist aufgrund der hydrogeologischen Situation auch zu erwarten.

Besonders interessant ist das Meßergebnis von Tritium aus dem Brunnen 158 im Vergleich zur gemessenen hohen Abstandsgeschwindigkeit. Einerseits weisen die Tritiumwerte einen hohen Anteil an altem Grundwasser auf, andererseits ergeben die Markierungsversuche hohe Grundwasserfließgeschwindigkeiten in Klüften. Dies kann nur bedeuten, daß die Klüfte keine große Längserstreckung haben und ihre Zuflüsse nur aus dem Porenraum des Sediments mit seinen kleinen Grundwasserfließgeschwindigkeiten beziehen. Die gemessenen hohen Abstandsgeschwindigkeiten sind nur durch die Grundwasserentnahme be-

dingt; ohne eine Entnahme von Grundwasser aus dem Brunnen 158 würden sich nur Fließgeschwindigkeiten wie bei einer Grundwasserbewegung im Porenraum des Sediments ergeben.

Die Wirkungsweise der Klüfte im Brunnen 158 (s. auch Kap. 6.1.3.4) steht sicher stellvertretend für die Wirkungsweise der Klüfte während der Sümpfungsmaßnahmen im gesamten Rauberweihergebiet: Die Absenkung des Grundwassers hat sich in Nord-Süd-Richtung am stärksten ausgewirkt. Folglich müssen wenig weitreichende Klüfte, wie sie in den Brunnen 158 und 1 Kf nachgewiesen sind, vor allem in Nord-Süd-Richtung verlaufen.

6.2.4.2 _Das_Alter_des_Grundwassers_

Präzise Altersbestimmungen mit Isotopen setzen voraus, daß man eine Inputkurve für das Gebiet kennt, in der die korrekten Gebietswerte enthalten sind. Derzeit existiert für den Raum Wackersdorf keine aktualisierte Inputkurve, die auf dem neuesten Stand wäre (W. RAUERT, mündl. Mitt.). In Anbetracht dieser Tatsache und unter Berücksichtigung der weiter oben angeführten Einschränkungen erscheint es nicht sinnvoll, mit den vorliegenden Tritiumwerten eine genaue Altersbestimmung zu versuchen. Man kann lediglich quantitative Aussagen machen: In allen Brunnen dürften mehr oder weniger große Anteile an jungem und "altem" Wasser enthalten sein. Mit "alt" ist hier gemeint, daß es vor dem Jahr 1953 gebildet wurde. CHATTERJEE et al. (1953:8) machen dieselbe vorsichtig formulierte Altersaussage: Einer Grundwasserprobe aus dem Brunnen Wackersdorf 2, die keine Anteile enthält, die nach 1953 ins Grundwasser gelangten, geben sie ein "Modellalter von größer als 4 Jahrzehnten".

Hier sei auf die oben berechnete mittlere Verweilzeit von 125 Jahren verwiesen (Kap. 6.2.3). Dieser Wert steht nicht im Widerspruch zu der Altersangabe "größer als 4 Jahrzehnte".

UNTERSUCHUNGEN IN DER WASSERUNGESÄTTIGTEN ZONE

Die Untersuchungen in der ungesättigten Bodenzone sollten Antworten auf folgende Fragen geben:

- Es ist bekannt, daß Tonlinsen und -schichten unterschiedlichster Ausdehnung und Mächtigkeit im ganzen Untersuchungsgebiet vorhanden sind. Wie hängen diese (zunächst einzeln erbohrten) Tone zusammen? Gibt es größere korrelierbare Horizonte? Wenn ja, können durch schwebende Grundwasserlinsen die bestehenden Grundwasserscheiden überflossen werden?
- Welche Abhängigkeit besteht bei den im Untersuchungsgebiet vorhandenen Sedimenten zwischen Wassergehalt und Durchlässigkeit?
- Welche Sickergeschwindigkeiten können im Untersuchungsgebiet auftreten?

Bevor Niederschlagswasser zur Grundwasserneubildung beitragen kann, muß es zuerst durch die ungesättigte Bodenzone fließen. Fließrichtung und Fließgeschwindigkeit werden durch mehrere Faktoren beeinflußt. Diese sind:

- der (veränderliche) Wassergehalt bzw. der Sättigungsgrad,
- die Geometrie des Porenraumes (Porendurchmesser, Kornform),
- die davon abhängige Saugspannung und
- die Gravitationskraft.

Der Wassergehalt in der ungesättigten Bodenzone ist naturge-

mäß veränderlich. Er steigt nach einem Regen oder einer Schneeschmelze; er sinkt durch Verdunstung, Pflanzenverbrauch und Versickerung. Da die Durchlässigkeit vom Wassergehalt abhängt, findet man im ungesättigten Bereich an verschiedenen Stellen verschiedene Durchlässigkeiten und somit verschiedene Fließgeschwindigkeiten.

Im gesättigten Boden sind alle Poren mit Wasser gefüllt, der Sättigungsgrad und die Durchlässigkeit sind maximal groß. Bei geringerer Sättigung tritt lokal Luft an die Stelle des Wassers, und zwar werden zunächst die größten Poren entwässert; bei fortschreitender Abnahme des Wassergehaltes werden immer mehr und immer kleinere Poren entwässert. Dadurch verringert sich die Anzahl der wassergefüllten Poren, die für das Hindurchfließen des Wassers zur Verfügung stehen, d. h. die Durchlässigkeit nimmt ab.

Das Maß dieser Abnahme der Anzahl der wassergefüllten Poren ist bei verschiedenen Sedimentarten unterschiedlich groß. Bei einem Vergleich eines Sandes und eines Tones (Abb. 13) ergeben sich folgende Unterschiede:

- Der Sand entwässert am Anfang schneller, da größere Poren vorhanden sind, wodurch die Durchlässigkeit anfangs rapide sinkt.
- Der Ton dagegen mit vielen feinen Poren entwässert erst bei hohen Saugspannungen, so daß die Durchlässigkeit anfangs nicht sehr stark sinkt.

Für eine detaillierte Abhandlung dieser Phänomene verweise ich auf HILLEL (1971) und SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (1973). Die sedimentspezifische Beziehung zwischen Wassergehalt und Saugspannung kann man mit Hilfe eines Tensiometers untersuchen. Dies ist an 45 Sedimentproben aus der ungesättigten Bodenzone geschehen (Kap. 11).

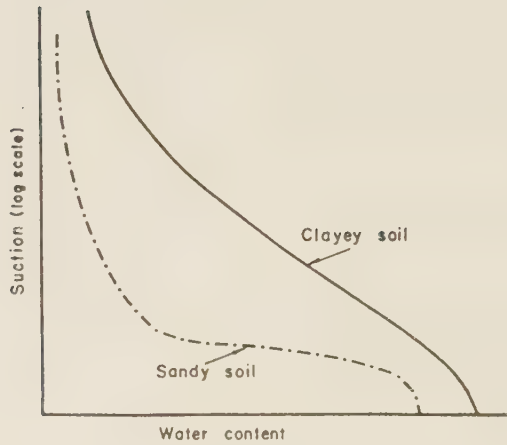


Abb. 13: Typkurven der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung für toniges und sandiges Sediment (aus: HILLEL 1971).

7 D I E T O N H O R I Z O N T E U N D I H R E I N F L U S S A U F D I E V E R S I C K E R U N G

Durch die Arbeiten für die Aufschlußbohrungen auf dem Rotkreuzhügel stellte sich heraus, daß gewisse Tonlagen untereinander korrelierbar sind und zu Horizonten zusammengefaßt werden können, die allerdings in horizontaler Erstreckung nicht lückenlos aneinander anschließen. In den Profilen sind, neben zwei größeren Tonhorizonten, mehrere Tonschichten in wechselnder Teufe, Mächtigkeit und Ausdehnung erbohrt worden. Man kann sie jedoch nicht so miteinander verbinden, daß durchgehende Horizonte erkennbar würden. Es handelt sich vermutlich um kleinere Tonlinsen, von denen man annehmen kann, daß sie wegen ihrer geringen horizontalen Ausdehnung von wenigen Metern für das großräumige Versickerungs- und Abflußgeschehen keine besondere Bedeutung haben.

Es gibt jedoch zwei größere Tonhorizonte, einen unteren und einen oberen, deren Verbreitung in den vorhandenen Bohrungen recht gut belegt ist. Sie liegen zwischen dem Roten Kreuz, dem Rotkreuzweg, der Bahnlinie Schwandorf-Cham und dem Weg, der die Waldabschnitte XIII,3 und XIII,2 (siehe Topogr. Karte 1:25000 bzw. Abb. 2) voneinander trennt. Beide Tonhorizonte haben etwa die gleiche Ausdehnung. In südöstlicher Richtung enden sie beim Pegel MS 128 (Abb. 2); sie sind im Pegel MS 118 nicht mehr vorhanden. Der untere Tonhorizont liegt zwischen 380 m und 400 m Meereshöhe, der obere zwischen 400 und 415 m über NN, sie sind beide nur lückenhaft ausgebildet und von mehreren Fenstern durchbrochen.

Über den Tonlinsen kann sich Sickerwasser zu Grundwasser ansammeln, das in der Regel seitlich über die Ränder der Tonlinse zur Tiefe in die wasserungesättigte Zone und schließ-

lich ins Grundwasser abfließt. Nur lokal werden aus solchen schwebenden Grundwasseransammlungen Quellen gespeist oder Vernässungsstellen an den Hängen verursacht. Solche Vernässungsstellen treten am Rotkreuzhügel nur am Nordhang auf, nicht jedoch am Südhang. Das liegt daran, daß die Tonhorizonte mit ca. 3 % Neigung nach NW einfallen.

Durch das Abfließen der schwebenden Grundwasserlinsen über die Ränder der Tonlinsen wäre es denkbar, daß darunter liegende unterirdische Grundwasserscheiden überflossen werden. Eine Möglichkeit dafür bestünde im Untersuchungsgebiet im Bereich des Bahnhofs Altenschwand. Der untere Tonhorizont scheidet hierfür jedoch ohnehin aus, da er knapp unter dem zukünftigen, endgültigen Grundwasserspiegel liegen wird, wie er sich nach der Regeneration voraussichtlich wieder einstellen wird. Und da der obere Tonhorizont nicht bis an die Grundwasserscheide heranreicht, bleibt das Wasser, das über seine Ränder in die Tiefe abfließt, innerhalb des Einzugsgebiets.

Bei beiden Tonhorizonten kann man also davon ausgehen, daß die unterirdischen Grundwasserscheiden nicht überflossen werden. Ein Übertritt von Wasser, das innerhalb des hier untersuchten Gebietes versickert ist, in die benachbarten Einzugsgebiete ist damit nicht möglich.

8 DAS VERSUCHSFELD FÜR SICKER- WASSERVERSUCHE

Auf dem Rotkreuzhügel wurde ein Feld mit Pegeln eingerichtet, wo im Rahmen dieser Arbeit Sickerwasserversuche durchgeführt wurden. Der kretazische Untergrund des Rotkreuzhügels besteht aus einer Wechselfolge von schluffig-tonigen Sanden mit Kieslagen und sandigen Tonen. Die Mächtigkeit einzelner Lagen schwankt zwischen wenigen Zentimetern und ein paar Metern. Da diese Sedimente in einem terrestrisch-fluviatilen Ablagemilieu entstanden sind, ist die horizontale Ausdehnung einzelner Schichten nur gering. Schnelle Fazieswechsel sowohl in der Horizontalen als auch in der Vertikalen sind hier charakteristisch.

Das Versuchsfeld besteht aus 16 Pegeln, die in vier Reihen zu je vier Pegeln angeordnet sind. Der Abstand der Pegel und der Reihen untereinander beträgt jeweils ca. 12,50 m. Die zweite und vierte Pegelreihe sind um 6,25 m seitlich versetzt. Die Lage des Versuchsfeldes und die Anordnung der Pegel sind in der Abb. 14 dargestellt.

Im Untergrund liegt eine Tonschicht von ca. 1,50 m Mächtigkeit in einer Teufe von 3,50 bis ca. 5 m. Auf dieser Tonschicht entsteht nach der Schneeschmelze oder in Zeiten mit starken Niederschlägen eine schwebende Grundwasserlinse. Der Flurabstand der Grundwasseroberfläche beträgt in nassen Perioden 0,40 bis 1 m, in länger anhaltenden Trockenzeiten ist kein schwebendes Grundwasservorkommen im Versuchsfeld vorhanden.

Die Pegel auf dem Versuchsfeld reichen bis zur Oberkante des

liegenden Tonhorizonts. Sie sind ab 1,50 m Teufe durchgehend mit Schlitzrohren versehen. Dadurch wird die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters erfaßt. Für die Probenentnahme zum Nachweis des Tracers aus den Beregnungsversuchen sind zwei Schläuche im Inneren des Pegels montiert. Ein kurzer Schlauch geht bis in eine Tiefe von 1,50 m unter der Oberkante des Pegelronres. Ein langer Schlauch reicht bis 50 cm über die Sohle des Pegels.

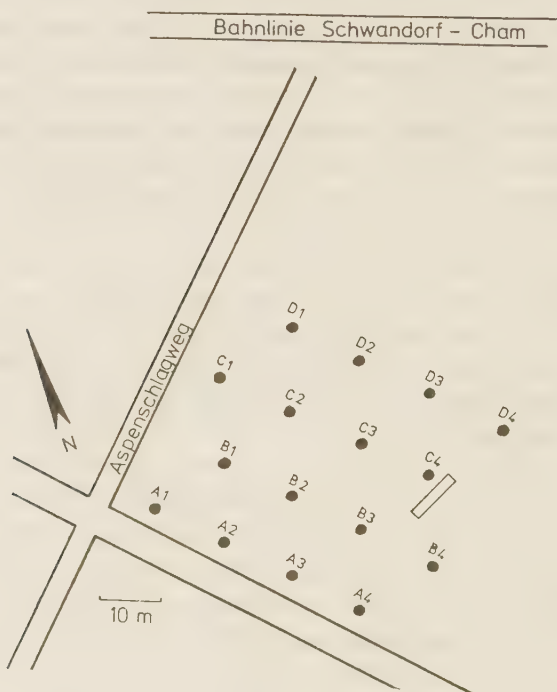


Abb. 14: Lageplan des Versuchsfelds für Sickerwasserversuche. Der Abstand der Pegel beträgt ca. 12,50 m. (Darstellung nicht maßstäblich. A 1 = Bezeichnung der Pegel, Rechteck = Lage der Beregnungslinie).

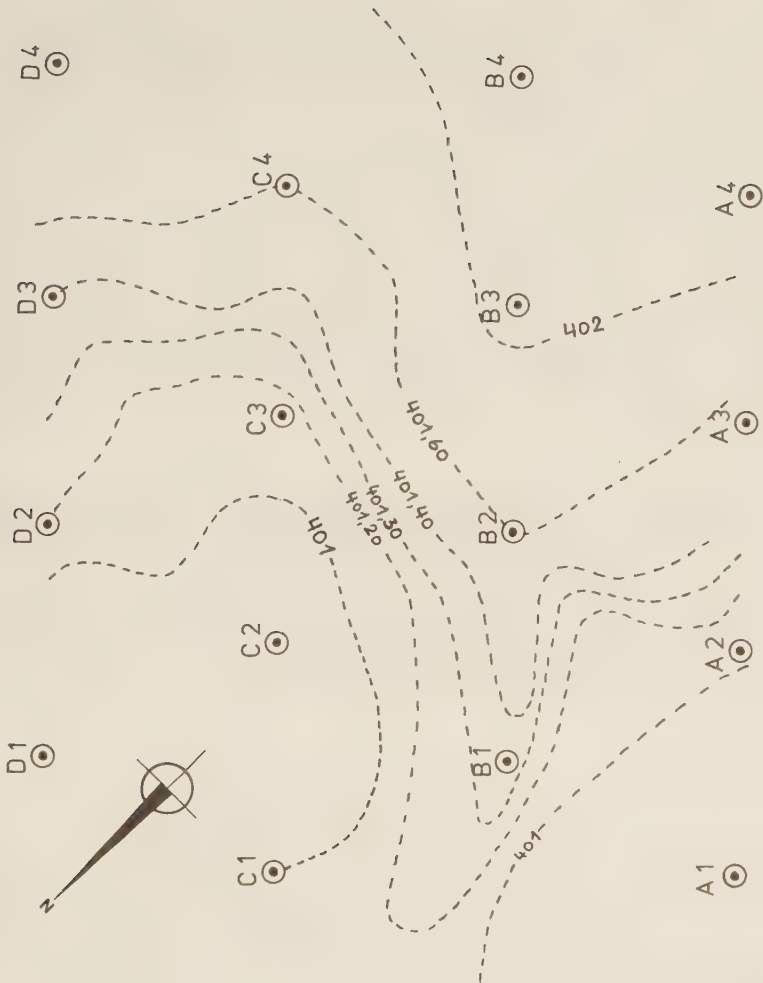


Abb. 15: Höhengleichen der Oberfläche des liegenden Tonhorizonts im Versuchsfeld.
Der Abstand der Pegel beträgt ca. 12,50 m.

9 KORNGRÖSSENANALYSEN, NATÜRLICHER WASSERGEHALT, GESAMTPOROSITÄT UND SÄTTIGUNGSGRAD

Die Parameter Wassergehalt, Gesamtporosität und Sättigungsgrad wurden an über 300 Proben aus dem Versuchsfeld ermittelt. Die Ergebnisse sollten zur Überprüfung der Berechnung derselben Parameter aus den anderen Labor- bzw. Geländeversuchen dienen.

Die Proben wurden mit einem Bohrstock entnommen und sofort in wasserdichte Plastikfolie eingeschweißt; der Wassergehalt wurde im Labor gravimetrisch bestimmt. Die Bohrpunkte sind gleichmäßig über das gesamte Versuchsfeld verteilt. Die Bohrungen reichen in fast allen Fällen bis zur Oberfläche des schwebenden Grundwasservorkommens hinab.

9.1 KORNGRÖSSENANALYSEN

Um einen Überblick über die Korngrößenverteilungen der Sedimente im Untersuchungsgebiet zu erhalten, wurden an 53 Sedimentproben aus den Pegelbohrungen des Versuchsfelds Sieb- und Schlämmanalysen durchgeführt. Die Proben wurden so ausgesucht, daß die vorhandenen Sedimentfaziestypen repräsentativ erfaßt sind und die Übertragbarkeit auf das gesamte Gebiet in qualitativer Hinsicht gegeben ist. Tone und sandige Tone wurden nicht analysiert.

In der Abb. 16 sind die beiden vorhandenen Sedimentgruppen mit ihren Kornsummenbändern dargestellt. Man erkennt eine Gruppe (a) mit sehr hohem Schluff- und Tonanteil. In dieser Gruppe sind auch die höchsten Ungleichförmigkeitsgrade vertreten, die bis zu $U = 4000$ betragen können. Die andere Gruppe (b) hat den größten Anteil Körner in der Sand- und Kiesfraktion. Die Schlufffraktion ist nur in geringem Maß durch Grobschluff vertreten. Die Ungleichförmigkeitsgrade in dieser Gruppe liegen mit ihren kleinsten Werten zwischen $U = 3$ und $U = 9$.

Diese Teilung in zwei Gruppen wurde durch die Tensiometerversuche bestätigt (Kap. 11.3).

9.2 NATÜRLICHER WASSERGEHALT

Den Wassergehalt w einer Probe kann man - in Abweichung von DIN - wie folgt berechnen (LANGGUTH & VOIGT 1980:122):

$$w_{\text{Vol.}\%} = \frac{G_f - G_t}{V} * 100$$

mit V = Volumen der Probe [cm^3], w = Wassergehalt in Volumenprozent [$\text{g}/100 \text{ cm}^3$], G_f = Gewicht der feuchten Probe und G_t = Gewicht der trockenen Probe.

Es wurde angestrebt, den Zeitpunkt der Probenentnahmen so zu wählen, daß er möglichst drei Tage nach einem größeren Niederschlagsereignis lag, weil der gemessene Wassergehalt dann dem Wassergehalt bei Feldkapazität möglichst nahe kommt.

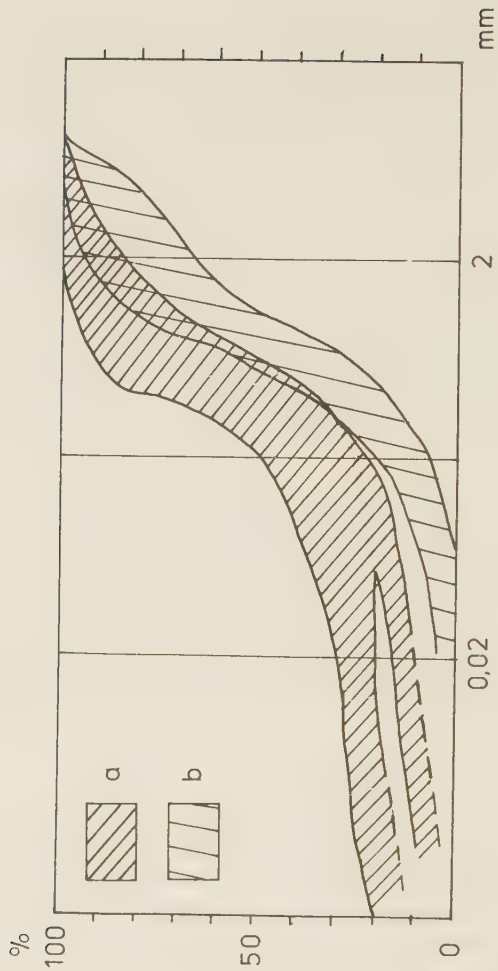


Abb. 16: Kornsummenkurven der Sedimente aus dem Versuchsfeld.
 a) Gruppe der schluffig-tonigen Sedimente;
 b) Gruppe der sandig-kiesigen Sedimente.

Aus den Messungen ergibt sich ein mittlerer Wassergehalt w von 14,5 Vol.%; der höchste gemessene Wassergehalt beträgt 31 Vol.%, der niedrigste 2,4 Vol.%.

9.3 GESAMTPOROSITÄT

Mit dem Gewicht der trockenen Probe kann man die Gesamtporosität n folgendermaßen berechnen:

$$n = 1 - \frac{G_t}{V \cdot \rho}$$

mit G_t = Gewicht der trockenen Probe, V = Volumen der Probe [cm^3] und ρ = Dichte [= 2,65 g/cm^3].

Es ergibt sich eine mittlere Gesamtporosität n von 33,5 %.

9.4 SÄTTIGUNGSGRAD

Als Sättigungsgrad S bezeichnet man den Quotienten aus volumetrischem Feuchtegehalt und Porosität (LANGGUTH & VOIGT 1980: 91,122):

$$S = w_{\text{Vol.}\%} / n$$

Danach ergibt sich bei den untersuchten Proben ein mittlerer Sättigungsgrad S von 42 %. Der höchste berechnete Wert beträgt 90 %, der niedrigste 10 %.

10 SICKERWASSERVERSUCHE

10.1 AUFBAU DER BERECHNUNGSLINIE

Zur Durchführung der Sickerwasserversuche wurde im Versuchsfeld (Kap. 8) eine Berechnungslinie dergestalt aufgebaut, daß das Berechnungswasser in freiem Fall auf die Sedimentoberfläche auftrifft. Die ca. 10 cm dicke Humusschicht wurde vorher entfernt. Die Berechnungslinie bestand aus 6 Beregnern, die in einer Linie von insgesamt 6,50 m Länge und 1 m Breite aufgestellt waren (Abb. 14). Die Beregner bestehen aus zwei Wasserbehältern mit je einem Messingrohr als Auslauf; sie werden durch einen Motor kontinuierlich gedreht und von oben durch eine Schlauchpumpe ohne Unterbrechung mit Wasser versorgt. Die berechnete Fläche beträgt 1 m^2 .

Mit der Berechnungsfläche von 1 m^2 pro Beregner kann man die Berechnungsmenge direkt in mm Niederschlagshöhe umrechnen: $1 \text{ l/m}^2 \cdot \text{d} = 1 \text{ mm/d}$.

10.2 VERSUCHSABLAUF

Seit der Errichtung des Versuchsfeldes im Januar 1984 konnten bis Dezember 1985 nur zwei Sickerwasserversuche durchgeführt werden; dies lag einerseits an der sehr langen Dauer des Farbdurchgangs nach dem ersten Versuch, der im April 1984 stattfand, zum anderen am geringen Flurabstand des schwebenden Grundwassers im Versuchsfeld, der im Bereich der Bereg-

nungslinie nicht über 70 cm hinabging, da 1984 und 1985 zwei relativ nasse Jahre waren.

Beide Versuche liefen nach folgendem Schema ab: Zunächst wurde eine Vorberegnung mit Wasser ohne Farbstoff durchgeführt. Sie dauerte beim ersten Versuch 11 Tage, beim zweiten 6 Tage. Dann wurde der Farbstoff in den Boden unter den Beregnungsspuren eingegeben und anschließend wurde 12 Tage (1. Versuch) bzw. 6 Tage (2. Versuch) lang nachberegnet.

Durch die Vorberegnung sollte der Wassergehalt im Gestein auf einen konstanten Wert eingestellt werden, da in der ungesättigten Zone die Sickergeschwindigkeiten vom Wassergehalt abhängig sind. Damit sollte vor der Injektion des Farbstoffs ein stationärer Fließzustand zwischen Geländeoberfläche und Grundwasser erreicht werden. Dadurch war zu erwarten, daß der Tracer nicht beim Sättigungsvorgang des Bodens aufgehalten würde, sondern direkt zum schwebenden Grundwasser transportiert würde.

Dies ist ebenfalls die Simulation eines ungünstigsten Falles der Versickerung durch die ungesättigte Zone. Üblicherweise muß zuerst der Wassergehalt des Bodens so weit erhöht werden, bis das Fließen zur Grundwasseroberfläche stattfindet bzw. stetig bleibt.

Es wurden die Farbstoffe Uranin und Eosin verwendet. Im 1. Sickerversuch wurden unter je drei Beregnern Uranin bzw. Eosin eingegeben, im 2. Versuch wurde unter allen 6 Beregnern Eosin geimpft. Die Entnahme der Wasserproben an den Pegeln erfolgte durch Ansaugen des Wassers in den Schläuchen mit einer Spritze. Der Tracernachweis erfolgt spektralfluorimetrisch im Labor.

Die aufgegebenen Wassermengen waren 60 l pro Tag beim ersten Versuch und 180 l pro Tag beim zweiten, und zwar gemittelt über die 6 Beregner und die gesamte Beregnungsdauer. Dies entspricht Niederschlagshöhen von 60 bzw. 180 mm pro Tag. Durch diese Wassermengen sollten sehr ungünstige Niederschlagsverhältnisse bzw. die Schneeschmelze simuliert werden. In der Tat ist ein Niederschlag von 60 mm pro Tag bereits ein äußerst starker Regen, der im Untersuchungsgebiet nur selten vorkommt (s. Kap. 3.1).

Da der Wassergehalt im Boden während der Sickerversuche über der Feldkapazität lag (siehe unten), sind die ermittelten Fließgeschwindigkeiten als obere Grenzwerte zu betrachten.

10.3 WASSERGEHALT UND SÄTTIGUNGSGRAD WÄHREND DER SICKERVERSUCHE

Durch die Beregnung vor der Markierung (Kap. 10.2) wurde der Wassergehalt im Boden unmittelbar unter der Beregnungslinie erhöht. Aus den Proben, die nach den Versuchen entnommen wurden, ergaben sich ein mittlerer Wassergehalt von

18 Vol.% im 1. Versuch bzw.

21 Vol.% im 2. Versuch

und ein mittlerer Sättigungsgrad von

40 % im 1. Versuch bzw.

44 % im 2. Versuch.

Diese Wassergehalte sind deutlich höher als nach einer längeren Trockenperiode (Kap. 9.2).

10.4 AUSWERTUNG DER VERSUCHE

Bezüglich der Definition der Abstandsgeschwindigkeiten, die aus Tracerversuchen ermittelt werden, sei auf Kap. 6.1.3.1 verwiesen. Die Tracerdurchgangskurven der beiden Sickerwasserversuche sind in den Abb. 17 a - d abgebildet, die Ergebnisse sind in der Tab. 10 zusammengefaßt. Die berechneten Sickergeschwindigkeiten (ausgedrückt als Abstandsgeschwindigkeiten) werden im folgenden Text mit " v_{asn} " bezeichnet.

Die Tracer wurden bis Dezember 1985 (Ende der Beobachtung) im Pegel C 4 gefunden. Andere Pegel sprachen bei beiden Sickerwasserversuchen nicht an. Der Pegel C 4 ist 2,8 m von der Mittelachse der Beregnungsgeräte entfernt. Die Proben aus dem kurzen Schlauch sind mit "C 4 K", die aus dem langen Schlauch mit "C 4 L" bezeichnet.

Aus der Entfernung von 2,8 m und der Einhängtiefe des kurzen Schlauchs von 1,5 m ergibt sich ein kürzester, direkter Fließweg zwischen Beregner und Schlauch von 3,2 m. Der Grundwasserspiegel hatte während beider Versuche etwa 70 cm Flurabstand. Das bedeutet, daß der kurze Schlauch ca. 80 cm tief unter den Grundwasserspiegel eintaucht.

10.4.1 Erster Sickerwasserversuch

Dieser Versuch wurde mit einer Beregnungshöhe von 60 mm/d durchgeführt. Der erste Einsatz des Tracers war nach 101 Stunden im kurzen Schlauch zu beobachten. Unter der vereinfachenden Annahme, daß der Tracer auf der kürzesten Verbindung zwischen Beregnungsfläche und Schlauch transportiert

wurde, ergibt sich die maximale Abstandsgeschwindigkeit v_{as1} zu:

$$v_{as1} = 3,2/101 \text{ m/h} = 277,5 \text{ m/a.}$$

Das Maximum der Kurve liegt bei 61 Tagen, woraus sich die häufigste Abstandsgeschwindigkeit v_{as2} zu

$$v_{as2} = 3,2/61 \text{ m/d} = 19 \text{ m/a}$$

errechnet. Der Schwerpunkt, aus dem die mittlere Abstandsgeschwindigkeit v_{as3} berechnet wird, war nach 62 Tagen zu beobachten. Daraus folgt

$$v_{as3} = 3,2/62 \text{ m/d} = 18,8 \text{ m/a.}$$

10.4.2 Zweiter Sickerwasserversuch

Dieser Versuch wurde mit einer Beregnungshöhe von 180 mm/d durchgeführt. Dabei kam es gerade noch nicht zur Bildung von Wasserpflützen auf der Oberfläche, was bedeutet, daß diese Beregnungsmenge sehr dicht an der Infiltrationskapazität des Bodens liegt.

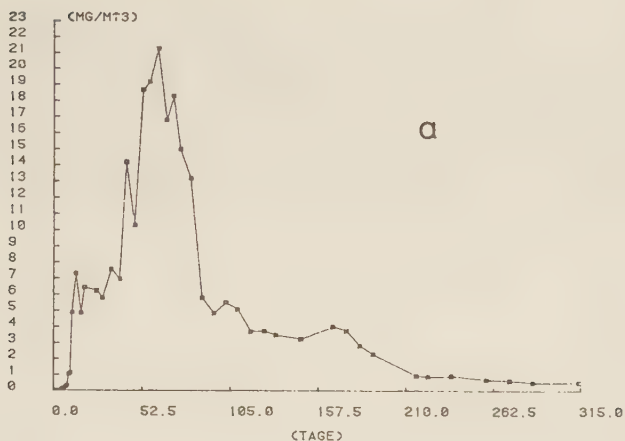
Der erste Einsatz des Tracers war nach 125,5 Stunden zu beobachten. Damit errechnet sich v_{as1} zu

$$v_{as1} = 3,2/125,5 \text{ m/h} = 223 \text{ m/a.}$$

Das Maximum liegt bei 339 Stunden, woraus für v_{as2} folgt:

$$v_{as2} = 3,2/339 \text{ m/h} = 82,6 \text{ m/a.}$$

1. Sickerversuch, C 4 K, Ureintr.



1. Sickerversuch, C 4 L, Ureintr.

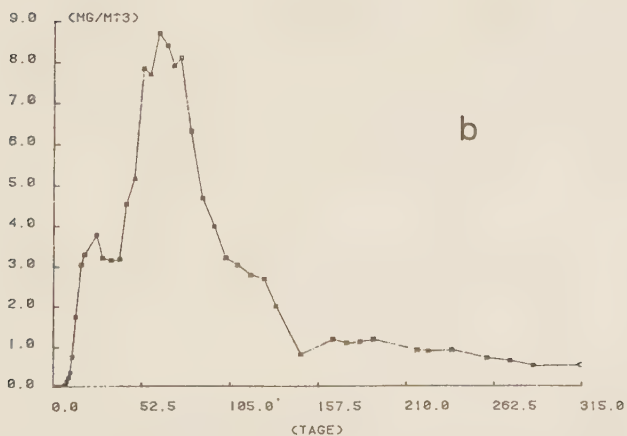


Abb. 17 a+b: Durchgangskurven der Farbtracer beim Ersten Sickerwasserversuch im Pegel C 4; a) Entnahme im kurzen (C 4 K) bzw. b) im langen (C 4 L) Schlauch.

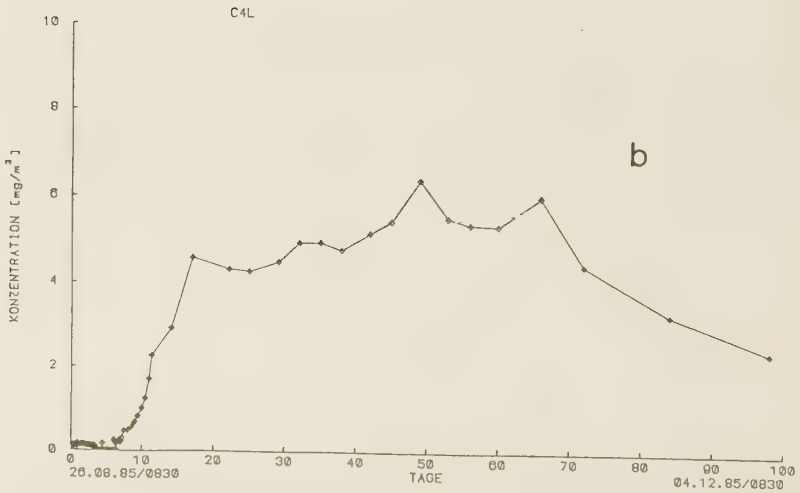
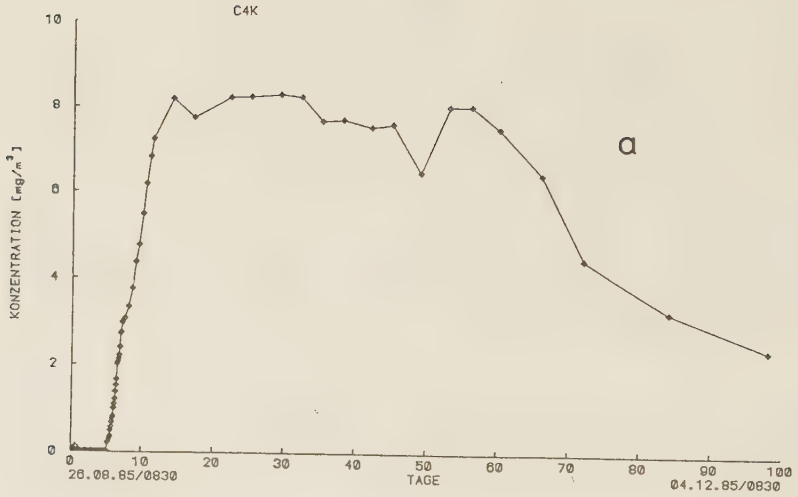


Abb. 17 c+d: Durchgangskurven der Farbtracer beim Zweiten Sickerwasserversuch im Pegel C 4; a) Entnahme im kurzen (C 4 K) bzw. b) im langen (C 4 L) Schlauch.

Der Schwerpunkt der vorliegenden Meßkurve wurde bei 600 Stunden ermittelt. Da die Beobachtung den letzten Teil des Farbdurchgangs nicht mit einschließt, ist dieser Wert noch zu niedrig; man kann für die mittlere Abstandsgeschwindigkeit lediglich einen Orientierungswert berechnen, der bei Betrachtung der kompletten Kurve nach unten korrigiert werden muß:

$$v_{as3} = 3,2/600 \text{ m/h} = 46,7 \text{ m/a.}$$

(Bei $t_3 = 700 \text{ h}$: $v_{as3} = 40 \text{ m/a}$;

bei $t_3 = 800 \text{ h}$: $v_{as3} = 35 \text{ m/a}$)

10.4.3 Schlußfolgerungen

Bei den Farbdurchgangskurven kann man folgendes beobachten:

- Im 1. Versuch, der mit niedrigerer Berechnungsmenge angestellt wurde als der 2. Versuch, ist eine höhere maximale Abstandsgeschwindigkeit festzustellen als im 2. Versuch.
- Dagegen sind die häufigste bzw. mittlere Abstandsgeschwindigkeit v_{as2} und v_{as3} im 2. Versuch erwartungsgemäß höher.

Im Versuchsfeld sind die Schichten generell etwa von S nach N geneigt, d. h. von der Berechnungslinie zum Pegel C 4. Eine Auslenkung des Sickerwasserstroms würde also in dieser Richtung stattfinden. Zudem ist es bei dem vielfältigen Schichtwechsel in den Sedimenten, der im Bereich von Zentimetern geschehen kann, wahrscheinlich, daß sich die einzelnen, geringen Auslenkungsbeträge zu einer insgesamt dann deutlich feststellbaren Auslenkung summieren.

Die Entnahme von Bodenproben für Wassergehaltsmessungen neben der Beregnerlinie während der Versuche wurde - wegen der befürchteten Beeinflussung des Sickerbereichs - zu selten und in zu großen räumlichen Abständen durchgeführt, um anhand der Wassergehaltsprofile die seitliche Auslenkung des Sickerwasserstroms zahlenmäßig zu belegen. Jedoch sind in der Abb. 18 die Wassergehalte dargestellt, die nach dem 1. Versuch unmittelbar unter den Beregnern sofort nach dem Abschalten der Bewässerung gemessen wurden. Die Diagramme zeigen eine teilweise deutliche Abnahme des Wassergehalts in den obersten 40 cm des Profils. Dies ist ein Hinweis auf eine Auslenkung des Sickerwasserstroms, da andernfalls die Wassergehalte von oben nach unten zunehmen müßten. Die höheren Wassergehalte zwischen 40 und 60 cm Tiefe in den Profilen dürften auf den nahen Grundwasserspiegel zurückzuführen sein.

SEILER & BAKER (1985) konnten zeigen, daß die Sickerwasserbewegung an geologischen Grenzflächen sowohl aufgrund der Neigung der Grenzfläche als auch wegen der Durchlässigkeitsunterschiede eine "...ausgeprägte seitliche Bewegungskomponente aufweisen kann". Aufgrund dieser Situation muß man die beiden Sickerversuche mit unterschiedlichen Transportmechanismen erklären:

- Im 1. Versuch erfolgt der Tracertransport vom Beregner zum Brunnen schräg durch die ungesättigte Zone mit keinem oder nur sehr kurzem Transportweg im gesättigten Bereich. Dafür spricht der schnellere erste Einsatz t_1 gegenüber jenem des 2. Versuchs.
- Im 2. Versuch erfolgte die Versickerung zum Grundwasser zwar immer noch schräg, aber steiler als im 1. Versuch. Anschließend erfolgte der Transport des Tracers im Grundwasser, das in diesem Bereich sehr langsam fließt: Mit einem

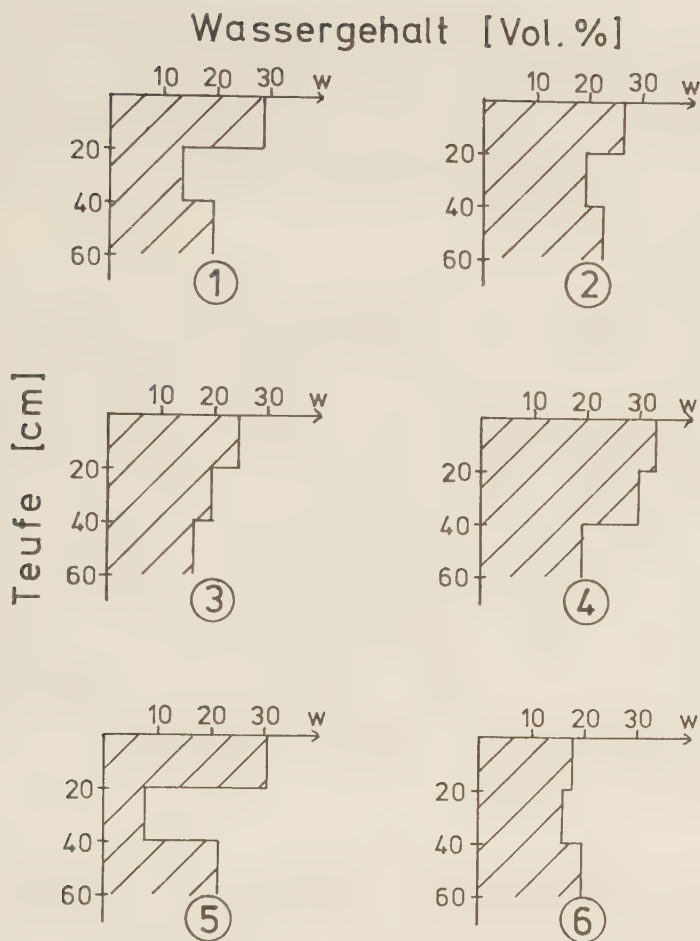


Abb. 18: Wassergehaltsprofile unter den sechs Beregnungsgeräten nach dem Ende der Beregnung im Ersten Sickerwasserversuch.

Gefälle des Grundwasserspiegels von $i = 0,02$ und einer mittleren Durchlässigkeit (Kap. 4.2.4) von $K = 1,6 \cdot 10^{-6}$ m/s errechnet sich eine Abstandsgeschwindigkeit von 5 m/a, bei welcher die horizontale Entfernung Beregnungslinie-Nachweisbrunnen von 2,80 m in 204 Tagen zurückgelegt wird. Dieser Wert liegt weit unter den gemessenen Fließgeschwindigkeiten der Sickerversuche.

Nach diesen Überlegungen bleibt festzuhalten, daß bei den beiden durchgeführten Sickerwasserversuchen die Bewegung des Tracers auf recht unterschiedlichen Wegen erfolgt ist. Daß die Tracer nicht lediglich senkrecht zum Grundwasser versickert sind, um anschließend horizontal zum Brunnen transportiert zu werden, steht nach den vorausgegangenen Interpretationen fest.

10.4.3.1 Berechnung der Infiltrationsgeschwindigkeit

Während des 2. Sickerversuches zeigte sich, daß mit einer Beregnungshöhe von 180 mm/d die Infiltrationskapazität des Bodens erreicht war. Eine Erhöhung der Beregnungsmenge führte zum Aufstauen von Wasser auf der Oberfläche, das nicht mehr versickern konnte.

Da die Infiltrationsgeschwindigkeit in der ungesättigten Zone eine Funktion des Wassergehalts ist, kann man in diesem Fall die Infiltrationsgeschwindigkeit v_I als Abstandsgeschwindigkeit bei 21 % Wassergehalt (Kap. 10.3) berechnen:

Es gilt: $v_f = Q / F$ und $v_a = v_f / n_{eff}$. Also folgt:

$$v_I = Q / F \cdot n_{eff}$$

mit Q = Infiltrationsmenge = $0,18 \text{ m}^3/\text{d}$, V = Volumen [m^3],
 t = Zeit [d], v = Geschwindigkeit [m/d], F = Fläche = 1 m^2
 und n_{eff} = Porosität = $0,21$.

Dann ergibt sich die Infiltrationsgeschwindigkeit v_I zu:

$$v_I = \frac{0,18}{1 * 1 * 0,21} = 0,86 \text{ m/d} = 313 \text{ m/a}$$

Dem entspricht eine wasserungesättigte Durchlässigkeit K_u
 (bei einem Gefälle von $i = 1$) von:

$$K_u = 313 * 0,21 = 65,7 \text{ m/a} = 2,08 * 10^{-6} \text{ m/s.}$$

Sie ist um etwa eine Größenordnung kleiner als die wasser-
 gesättigte Durchlässigkeit nach SCHNEIDER (1971). Nach der glei-
 chen Berechnung liegt im 1. Sickerwasserversuch ($Q = 0,06$
 m^3/d ; $n = 0,18$) die Infiltrationsgeschwindigkeit bei 121 m/a
 und die wasserungesättigte Durchlässigkeit der Infiltrations-
 fläche bei $K_u = 6,9 * 10^{-7} \text{ m/s}$.

11 T E N S I O M E T E R V E R S U C H E

Im Tensiometer werden Wassergehalt und Saugspannung bestimmt.
 Daraus kann man die wasserungesättigte Durchlässigkeit und die
 Grundwasserneubildungsrate berechnen. Die theoretischen Grund-
 lagen sind bei CHILDS (1969), HILLEL (1971) und LANGGUTH &
 VOIGT (1980) ausführlich dargelegt. Beiträge zu praktischen
 Untersuchungen finden sich besonders in LANGGUTH & VOIGT

(1980), BAKER & SEILER (1982) und KASTANEK (1983). Im Institut für Radiohydrometrie wurde ein Tensiometer entwickelt (BAKER & SEILER 1982), mit dem die Versuche in dieser Arbeit durchgeführt wurden. Die Methode ist in CHILDS (1969:440-445) erklärt, Abb. 19 zeigt den Aufbau des Tensiometers.

11.1 ERMITTLUNG DER WASSERUNGESÄTTIGTEN DURCHLÄSSIGKEIT

Die Sedimentprobe steht durch die Frittenplatte in hydraulischer Verbindung mit dem wassergefüllten Steigrohr. Die Saugspannung in der Probe und die Standrohrspiegelhöhe - in Höhe der Unterkante der Probe - sind zunächst im Gleichgewicht. Dann wird der Wasserspiegel im Standrohr abgesenkt (z.B. auf H_2). Dadurch wird aus der Probe Wasser gesaugt und der Wasserspiegel im Steigrohr steigt, bis ein neuer Gleichgewichtszustand erreicht ist. Die Gewichtsabnahme in der Probe, die der Verringerung des Wassergehalts entspricht, wird gemessen. Damit sind die Gewichtsänderung dG , die Zeit dt , die bis zum Erreichen des neuen Gleichgewichts vergeht, die Fläche der Frittenplatte F und die Probenhöhe z bekannt.

Zusätzlich muß die Potentialdifferenz zwischen der Oberfläche und der Unterfläche der Probe berechnet werden. Es wird angenommen, daß das Potential an der Oberfläche in demselben Verhältnis fällt, wie das Potential an der Unterfläche steigt (Abb. 20). Daraus wird die Potentialdifferenz berechnet. Dann errechnet sich die ungesättigte Durchlässigkeit K_u mit:

$$K_u = \frac{dG}{\rho \cdot dt \cdot F} \cdot \frac{z}{[H_1 - H_Y - \frac{H_1 - H_3}{H_3 - H_2} (H_Y - H_2)]}$$

(BAKER & SEILER 1982).

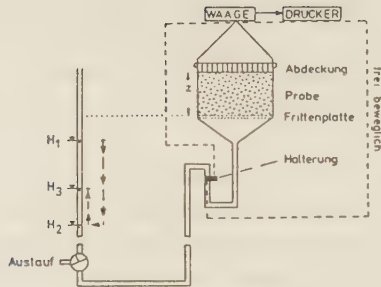
Dieser Versuchsschritt wird mehrmals hintereinander durchgeführt. Bei jedem Teilschritt ergeben sich jeweils ein Wert für die Saugspannung, den Wassergehalt und die Durchlässigkeit. Die Mittelwerte dieser Ergebnisse werden als endgültige Ergebnisse für die Probe betrachtet. Die Saugspannung wird in jedem Teilschritt des Versuchs in mm Wassersäule gemessen. Aus der Gewichts-differenz errechnet sich der zugehörige Wassergehalt. Mit diesen Werten stehen die Beziehungen zwischen Wassergehalt und Saugspannung einerseits und zwischen Saugspannung und Durchlässigkeit andererseits fest. Sie sind in den Abb. 21 und 22 dargestellt.

11.2 BERECHNUNG DES WASSERGEHALTES UND DER GESAMTPOROSITÄT

Für die Berechnung des Wassergehalts und der Gesamtporosität werden die Formeln wie in Kap. 9 angewendet. Die Wassergehalte können aus der Abb. 21 a + b entnommen werden. Aus den Porositäten, die bei den einzelnen Versuchen berechnet wurden, ergibt sich eine mittlere Gesamtporosität n von

27,4 %.

Sie ist etwas niedriger als jene, die aus gestochenen Proben von den gleichen Sedimenten im Gelände mit 33,5 % ermittelt wurde (Kap. 9.3).



H_1, H_2 Standrohrspiegelhöhen im Gleichgewicht mit dem Wassergehalt in der Probe
 H_3 künstlich abgesenkte Standrohrspiegelhöhe
 $\downarrow$ Versuchsablauf zur Bestimmung von Durchlässigkeitsbeurteilen in Abhängigkeit der Wassersättigung in der Lockergesteinsprobe
 $\downarrow$

Abb. 19: Versuchsanordnung des Tensiometers. Die Standrohrspiegelhöhe H ist abhängig von der Saugspannung bzw. dem Wassergehalt in der Probe, der durch Wiegen bestimmt wird (aus: BAKER & SEILER 1982).

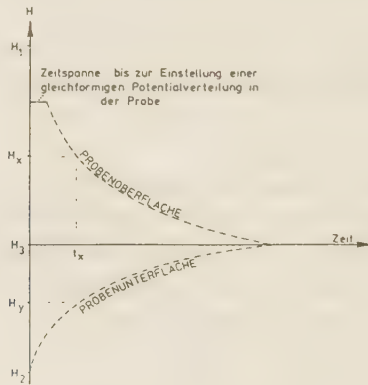


Abb. 20: Die Potentialverteilung im Tensiometer nach Senkung der Standrohrspiegelhöhe von H_1 auf H_2 . Die Höhe H_3 entspricht dem neuen Gleichgewicht zwischen Wassergehalt und Standrohrspiegelhöhe. H_y wird gemessen, H_x wird berechnet. (Aus: BAKER & SEILER 1982)

11.3 AUSWERTUNG DER TENSIOETERMESSUNGEN

In den Abb. 21 a + b und 22 a + b sind die Saugspannungs-Wassergehalts- bzw. die Saugspannungs-K-Wert-Kurven abgebildet. Sie fassen die Einzelmessungen an 45 Sedimentproben aus dem Versuchsfeld zusammen.

11.3.1 Saugspannungs-Wassergehalts-Kurven

Diese Kurven stellen die Abhängigkeit der Saugspannung vom Wassergehalt dar. Man kann die Kurven in zwei Gruppen einteilen: In Abb. 21 a die mit fast geradlinigem, senkrechtem Verlauf; sie stammen von stark tonig-schluffigen Sedimenten mit wechselndem Sandanteil. Die Saugspannungen, die mit dem Tensiometer erzeugt werden können, reichen bei den meisten Proben nicht aus, um eine noch stärkere Verringerung des Wassergehalts zu bewirken; die Kapillarkräfte sind zu hoch.

Die andere Gruppe ist in der Abb. 21 b dargestellt. Die Kurven entsprechen ziemlich genau der Kurve für sandiges Sediment in der Abb. 13. Tatsächlich wurden diese Messungen an stark sandig-feinkiesigen Sedimenten mit sehr geringem oder ohne Tonanteil durchgeführt. Die Kurven enthalten einen weiten Bereich (der flache Teil), der leicht entwässerbar ist. Der linke, steile Ast beschreibt den Entwässerungsvorgang in den Kornwickeln.

In den Kurven in Abb. 21 a liegt der Wassergehalt bei Feldkapazität (= 630 mm Saugspannung) im Mittel bei 20 %, in der Abb. 21 b liegt er bei 8 %. Damit sind die mittlere obere und untere Grenze des Wassergehaltes bei Feldkapazität für die

beiden untersuchten Sedimentarten gegeben, die für das Untersuchungsgebiet repräsentativ sind.

11.3.2 Saugspannungs-K-Wert-Kurven

Die Abhängigkeit der Durchlässigkeit K_u im ungesättigten Zustand von der Saugspannung ist in den Abb. 22 a + b dargestellt.

Auch hier kann man die Kurven in zwei Gruppen trennen:

- a) Die erste Gruppe von Kurven ist eng gebündelt mit sehr ähnlichem Verlauf. Zwischen 300 und 1000 mm Saugspannung verlaufen sie fast geradlinig. Bei niedrigeren Saugspannungen steigen sie steil an. Diese Kurven repräsentieren die tonigen Sedimente.
- b) Diese Gruppe von Kurven gehört zu den sandig-kiesigen Sedimenten, streut etwas breiter, der Anstieg bei fallender Saugspannung ist geradliniger. Die maximalen K-Werte sind hier um eine Größenordnung größer.

Diese Einteilung in zwei Gruppen konnte auch nach den Korngrößenanalysen (Kap. 9.1) vorgenommen werden.

11.3.3 Berechnung der Sickergeschwindigkeit

Für die Berechnung der Sickergeschwindigkeit wird zunächst aus der Wassergehalt-Saugspannungs-Kurve die zu einem bestimmten Wassergehalt w gehörende Saugspannung abgelesen. Mit dieser

liest man anschließend in der Saugspannungs-K-Wert-Kurve den zugehörigen K_u -Wert ab; dann errechnet sich die Sickergeschwindigkeit v_s , die hier als Abstandsgeschwindigkeit zu verstehen ist, mit

$$v_s = K_u / w.$$

Bei einem Wassergehalt, der dem bei Feldkapazität entspricht, ergeben sich für die tonig-schluffigen Sande folgende Werte: Saugspannung = 630 mm, $w = 20 \%$, $K_u = 2 \cdot 10^{-9}$ m/s und daraus eine niedrigste Sickergeschwindigkeit von 0,3 m/a. Bereits eine geringfügige Erhöhung des Wassergehalts, etwa auf 23 %, bewirkt eine Erhöhung des K_u -Wertes auf $1 \cdot 10^{-8}$ m/s und der Sickergeschwindigkeit auf

$$1,4 \text{ m/a.}$$

Die kiesigen Sande haben bei 630 mm Saugspannung einen Wassergehalt von 8 % und einen K_u -Wert von $2 \cdot 10^{-8}$ m/s, woraus sich eine Sickergeschwindigkeit von 7,8 m/a errechnet. Da jedoch der Wassergehalt nach einem starken Regen oder während der Schneeschmelze erhöht wird, steigt damit auch die Sickergeschwindigkeit: Bei einem Wassergehalt von 10 % liegen eine Saugspannung von 450 mm und ein K_u -Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s vor. Daraus ergibt sich eine Sickergeschwindigkeit von

$$31,5 \text{ m/a.}$$

Dieser letztere Wert liegt im Rahmen der Sickergeschwindigkeiten, wie sie aus den Sickerwasserversuchen mit v_{as3} zwischen 18,8 m/a bzw. 46,7 m/a ermittelt wurden. Er dürfte somit einen vernünftigen Mittelwert darstellen. Die berechneten 1,4 m/a sind eine minimale Sickergeschwindigkeit.

Bei diesen Berechnungen zur Sickerwassergeschwindigkeit wird allerdings unterstellt, daß der Wassergehalt der Sedimente dem hydrodynamisch wirksamen Wassergehalt entspricht. Dies ist bei Sedimenten mit hohem Ungleichförmigkeitsgrad und damit mit einem breiten Korngrößenspektrum - wie hier bei den kiesig-sandigen Sedimenten - nicht der Fall. Demgegenüber ist dies bei Sedimenten mit geringem Ungleichförmigkeitsgrad höchstwahrscheinlich der Fall. Diese immer wiederkehrende Naturbeobachtung (SEILER, mündl. Mitt.) besagt für die vorliegenden Untersuchungen, daß die kleinen, aus den Tensiometerversuchen abgeleiteten Sickerwassergeschwindigkeiten wohl zutreffend, die großen dagegen etwas zu niedrig sind.

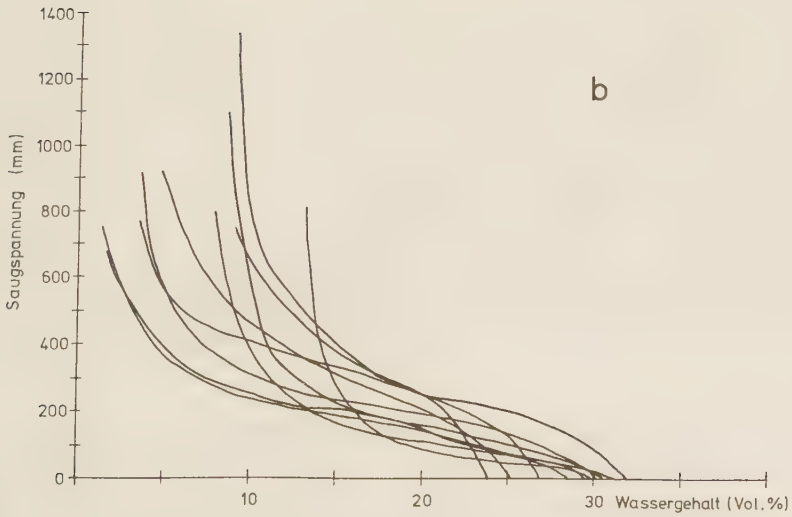
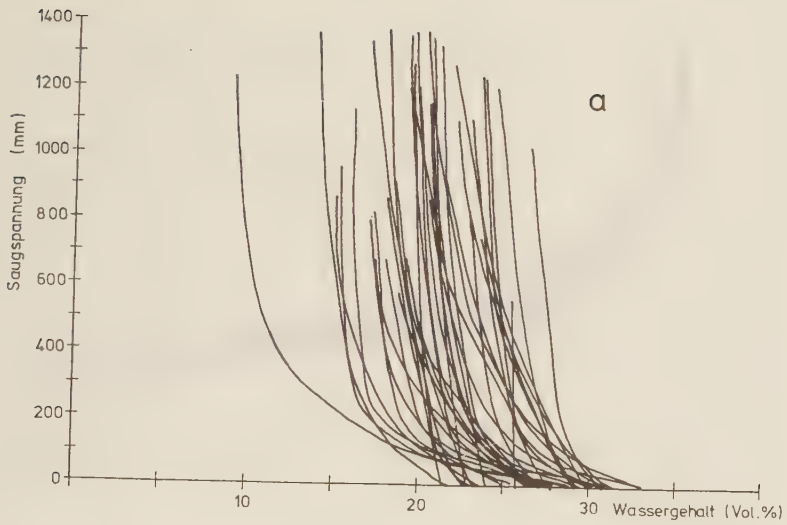


Abb. 21: Saugspannungs-Wassergehalts-Kurven aus Tensiometermessungen an Sedimentproben aus dem Versuchsfeld.

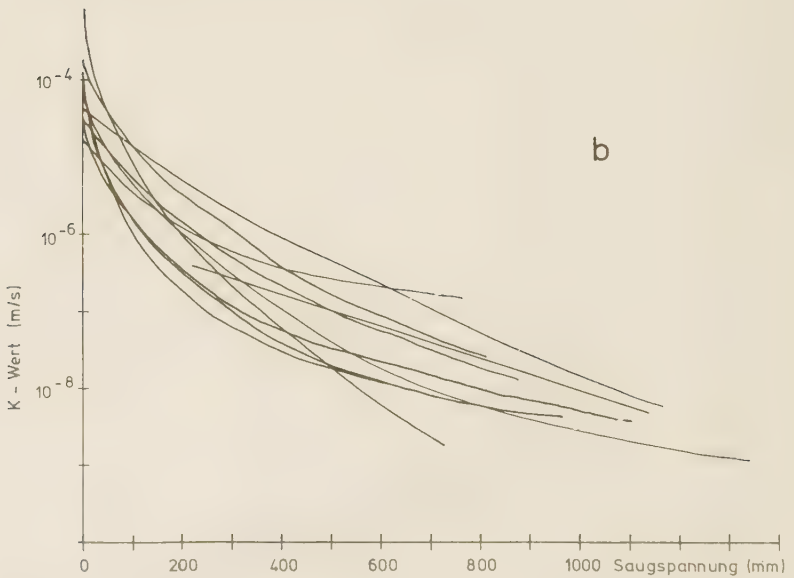
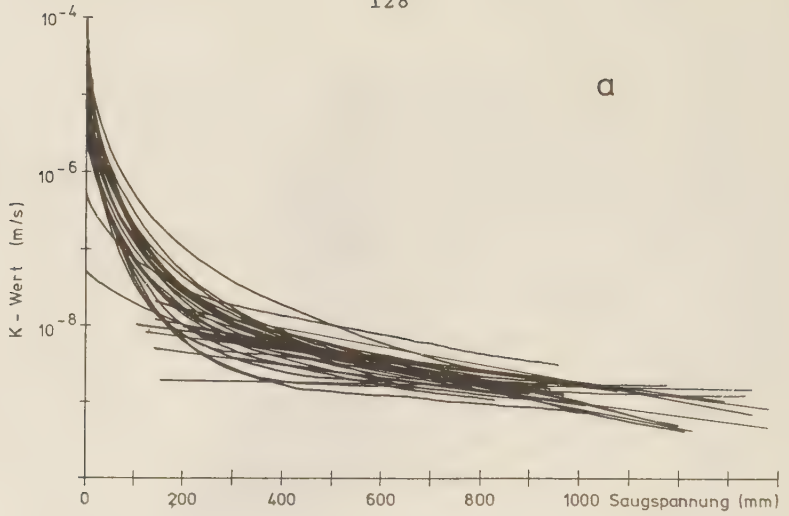


Abb. 22: Saugspannungs-K-Wert-Kurven aus Tensiometermessungen an Sedimentproben aus dem Versuchsfeld.

12 Z U S A M M E N F A S S U N G

Das Untersuchungsgebiet liegt im nördlichen Teil der Bodenwöhrer Senke, die mit ihren Grundwasservorräten ein örtlich bedeutendes Trinkwasserreservoir für die grundwasserarmen Kristallingebiete in der Umgebung darstellt (Abb. 1).

Die Untersuchungen in dieser Arbeit wurden in einem kleinen Einzugsgebiet von 58,5 km² Fläche durchgeführt; es liegt zwischen Schwandorf, Wackersdorf und Taxöldern. Die Grenzen des unterirdischen Einzugsgebiets fallen in etwa mit denen des oberirdischen Einzugsgebiets zusammen. Das untersuchte Grundwasservorkommen liegt in den Kreideschichten der Bodenwöhrer Senke und ist durch unterirdische Wasserscheiden hydraulisch vom Grundwasser benachbarter Gebiete getrennt (Abb.2). Die Vorfluter des Arbeitsgebietes entwässern in die Naab.

Die Bodenwöhrer Senke ist ein antithetisch verkippter Halbgraben, der zwischen den Kristallinmassiven des Bayerischen und des Oberpfälzer Waldes tektonisch eingebrochen ist. Entlang der Pfahlstörung ist das Grundgebirge auf die mesozoischen Sedimente der Bodenwöhrer Senke aufgeschoben. Die Schichten fallen generell mit 3° - 5° Neigung nach Nordosten ein. Im Süden liegen sie normal auf dem Kristallin. Den Untergrund der Bodenwöhrer Senke bilden variszische Granite und Gneise. Die Sedimentabfolge beginnt mit permotriassischen Sedimenten und reicht bis ins Quartär mit größeren Schichtlücken im Jura und im Zeitraum Oberkreide-Untertertiär.

Hydrogeologisch bedeutsam sind der Feuerletten (Keuper), die Tone des Mittleren und Oberen Lias und der Opalinuston (Dogger alpha); sie bilden mächtige, undurchlässige Tonhorizonte, die das Grundwasser in der Bodenwöhrer Senke in ein Trias- und ein

Kreidegrundwasserstockwerk trennen. Diese Tonhorizonte sind während der Zeiten der Sedimentationsunterbrechung nicht erosiv ausgeräumt worden. Sie enthalten keine Fenster, und es gibt demnach keine hydraulische Verbindung zwischen den beiden Grundwasserstockwerken.

Der mittlere jährliche Gebietsniederschlag beträgt 704 mm. Die potentielle Verdunstung, gemessen in Schwandorf, das außerhalb des Arbeitsgebietes liegt, beträgt 637 mm/a. Die aktuelle Verdunstung wurde aus der Verdunstungshöhe des Nadelwaldes zu 78,6 % des Niederschlages (d. N.) berechnet. Demnach bleibt eine versickerungsfähige Niederschlagshöhe (Abfluß) von 150 mm, das entspricht einer Grundwasserspende von $4,8 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$.

Bei der Berechnung der Grundwasserneubildung aus dem Winter-niederschlag, der im Arbeitsgebiet 281 mm beträgt, und der Verdunstung der Kiefer, die mit 45 % angesetzt wurde, errechnet sich eine Grundwasserneubildung von 154,5 mm.

Der Abfluß unter Berücksichtigung der Verdunstung der freien Wasserflächen beträgt, umgerechnet auf das Gesamtgebiet, 4,5 mm/a. Dieser Wert ist bei einer näherungsweisen Berechnung der Grundwasserneubildung vernachlässigbar klein.

Der Direktabfluß im Untersuchungsgebiet ist praktisch gleich Null, so daß der gesamte Abfluß aus dem Gebiet der Grundwasserneubildung entspricht. Die Berechnung des Abflusses aus Aquiferdaten (mittlere Durchlässigkeit $K = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$, Gefälle des Grundwassers $i = 0,03$) ergab eine Abflußhöhe von 116 mm/a. Vergleichsdaten aus dem Hydrologischen Atlas der BRD (KELLER 1979) liegen gleich hoch.

Das Grundwasser im Arbeitsgebiet wurde für den Abbau der

Braunkohle großräumig über 20 Jahre hinweg abgesenkt (Abb. 3). Aus den Fördermengen und der Geometrie des Absenke-trichters kann man die Grundwasserneubildung zu 142 mm/a berechnen.

Insgesamt errechnet sich für die Grundwasserneubildung eine Schwankungsbreite zwischen 116 und 154,5 mm/a. Der langjährige Mittelwert wird 120-130 mm/a betragen.

Die Sedimente in der Bodenwöhrer Senke zeigen einen schnellen und häufigen Fazieswechsel, der im Profil im Bereich von wenigen Zentimetern stattfinden kann, in der Horizontalen im Bereich weniger Meter. Die Bandbreite der Kornzusammensetzung reicht vom Ton über Sand zu stark kiesigen Sanden. Aufgrund dieser lithofaziellen Wechsel kann man den Aquifer je nachdem als halbgespannt oder als ungespannt mit sehr langsamer Gesteinsentleerung betrachten. Die Pumpversuche konnten deshalb nach den Verfahren von CHOW (1952), COOPER & JACOB (1946), BOULTON (1963) und THEIS (1935) ausgewertet werden. Es wurden die Parameter hydraulische Durchlässigkeit, Transmissivität und Speicherkoeffizient berechnet. Für die Durchlässigkeit K wurden verschiedene Werte ermittelt: im oberflächennahen Gesteinsbereich liegt K zwischen $8 \cdot 10^{-5}$ m/s (SCHNEIDER 1971) und $1,6 \cdot 10^{-6}$ m/s. An der Basis der Kreideschichten wurden, je nach Auswertungsverfahren, K -Werte zwischen $7 \cdot 10^{-7}$ m/s und $4,2 \cdot 10^{-6}$ m/s ermittelt, der Mittelwert beträgt $1,6 \cdot 10^{-6}$ m/s. Die mittlere Durchlässigkeit für das gesamte Gebiet ist $K = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s. Die errechneten Speicherkoeffizienten von im Durchschnitt ca. $5 \cdot 10^{-4}$ deuten auf die erwähnten gespannten Grundwasserverhältnisse hin.

Die hydraulische Durchlässigkeit im gesättigten Zustand wurde auch in Permeameterversuchen an oberflächennah entnommenen Gesteinsproben ermittelt. Der Mittelwert wurde hier mit $7,2 \cdot 10^{-5}$ m/s berechnet; er ist um das 45-fache größer als der

Mittelwert aus den Pumpversuchen im basalen Teil der Kreide.

Die Fließgeschwindigkeit des Grundwassers in der Kreide wurde aus Markierungsversuchen ermittelt. Dazu wurden 17 Grundwassermarkierungen durchgeführt, von denen 7 mit einem Tracernachweis erfolgreich waren. Die gemessenen Abstandsgeschwindigkeiten liegen zwischen wenigen Metern und mehreren Hundert Metern pro Tag im Umkreis von Grundwasserentnahmestellen. In den hohen Fließgeschwindigkeiten drückt sich die Klüftigkeit des Gesteins aus, während die langsamen Abstandsgeschwindigkeiten das Fließen in der porösen Matrix anzeigen. Allerdings sind die Klüfte nur auf Entfernungen von wenigen Zehner Metern wirksam; sie haben von Natur aus keine großräumige dränierende Wirkung.

Die mittlere Verweilzeit des Grundwassers in der Kreide des Arbeitsgebietes wurde aus hydrogeologischen Daten berechnet. Sie liegt bei 125 Jahren. Die Tritiummessungen erlauben lediglich die Aussage, daß sich alte, vor 1953 gebildete Grundwasseranteile mit gegenwärtig gebildeten vermischen und daß das mittlere Grundwasseralter zur Tiefe hin zunimmt.

Die Untersuchungen zur Wasserbewegung in der ungesättigten Bodenzone wurden nicht nur im Gelände durchgeführt (Sickerwasserversuche, gravimetrische Wassergehaltsbestimmung), sondern zur Kontrolle der Geländebefunde auch im Labor (Tensiometerversuche).

Außerdem konnte die Frage geklärt werden, inwieweit durch die vorhandenen Tonhorizonte ein Überfließen der vorhandenen Grundwasserscheiden möglich ist: Im Untersuchungsgebiet sind die Tonhorizonte alle innerhalb der Grundwasserscheiden begrenzt. Deshalb ist es nicht möglich, daß hangende Grundwasserlinsen über die Ränder der Tone über die unterirdischen Grundwasserscheiden in die benachbarten Einzugsgebiete hinein

abfließen können.

Für die Sickerwasserversuche wurde ein Versuchsfeld mit 16 Pegeln errichtet, die im Quadrat mit 12,5 m Abstand untereinander angeordnet waren. Für die Beregnung wurde eine Linie von 6 drehbaren Beregnern aufgestellt, die jeweils eine Fläche von 1 m^2 überdecken. Der erste Versuch wurde mit einer Beregnungsmenge von 60 mm Niederschlagshöhe pro Tag durchgeführt. Es wurden Uranin und Eosin in den Boden geimpft. Der zweite Versuch fand mit einer Beregnungsmenge von 180 mm/d statt; es wurde nur mit Eosin markiert.

Die ermittelten Sickergeschwindigkeiten, ausgedrückt als mittlere Abstandsgeschwindigkeit, liegen zwischen 18,8 und 46,7 m pro Jahr. Im ersten Sickerwasserversuch (Infiltrationsmenge 60 mm/d; Wassergehalt 18 %) errechnet sich eine Sickergeschwindigkeit (ausgedrückt als häufigste Abstandsgeschwindigkeit) von 19 m/d oder eine Durchlässigkeit von $K = 6 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$. Bei einer Bewässerungsmenge von 180 mm/d beträgt die Sickergeschwindigkeit 82,6 m/a.

Mit der Beregnungsmenge von $180 \text{ l/m}^2 \cdot \text{d}$ war die Infiltrationskapazität des Bodens gerade noch nicht erreicht. Bei dieser Infiltrationsmenge und einem Wassergehalt von 21 % errechnet sich eine Infiltrationsgeschwindigkeit in den obersten Zentimetern des Bodens von 313 m/a. Die näherungsweise Berechnung der ungesättigten Durchlässigkeit K_u aus der Infiltrationsgeschwindigkeit ergab sich zu $K_u = 2,08 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$. Diese beiden K-Werte kommen der in den Pumpversuchen ermittelten Durchlässigkeit K sehr nah.

Die Versuche zeigen, daß die Richtung der Versickerung nicht senkrecht verläuft, sondern schräg durch die ungesättigte Zone. Je höher der Wassergehalt ist, desto steiler ist der

Fließweg des Tracers. Zusätzlich spielen geologische Grenzflächen mit Schichteinfallen und Durchlässigkeitsunterschieden eine Rolle.

Die wasserungesättigte Durchlässigkeit K_u , die Gesamtporosität und die Grundwasserneubildung wurden aus Messungen der Wassergehalte und der Saugspannungen im Tensiometer ermittelt. Dabei konnten die untersuchten Sedimente wie bei den Korngrößenanalysen in zwei Gruppen eingeteilt werden: Eine Gruppe ist tonig-schluffig, die andere ist sandig-feinkiesig. Die Wassergehalte bei Feldkapazität (= 630 mm Saugspannung) liegen zwischen 8 % und 20 %.

Bei den tonigen Sedimenten beträgt K_u bei Feldkapazität ca. $2 \cdot 10^{-9}$ m/s, bei den sandigen liegt er um eine Größenordnung höher. Die sandigen Sedimente haben bei einem Wassergehalt von 10 % eine Saugspannung von 450 mm und einen K_u -Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s. Die daraus berechneten Sickergeschwindigkeiten liegen zwischen 1,4 und 31,5 m/a, im Mittel dürften sie zwischen 18 und 30 m/a betragen, wie es durch die beiden Sickerwasserversuche ermittelt wurde.

L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

- ARBEITSKREIS GRUNDWASSERNEUBILDUNG DER FH-DGG (1977): Methoden zur Bestimmung der Grundwasserneubildungsrate. - Geol. Jb., C 19, 3-98; Hannover.
- ATAKAN, Y. (1972): Bomben-Tritium-Hydrologie in einem Grundwasserkörper mit freier Grundwasseroberfläche.- Diss. Univ. Heidelberg.
- BADER, H. (1959): Erläuterungen zur Geologischen Karte von Bayern 1:25000, Blatt Nr. 6640 Neunburg vorm Wald.- München (Bayerisches Geologisches Landesamt).
- BAKER, D. & SEILER, K.-P. (1982): Zur Wasserbewegung in was-serungesättigten Lockergesteinen.- GSF-Bericht R 290, 166-174; München (Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung).
- BAUMGARTNER, A. (1979): Verdunstung im Walde.- In: DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU (1979): Wald und Wasser.- Schriftenreihe des DVWK, H. 41, 39-53; Hamburg und Berlin (Paul Parey).
- BOULTON, N. S. (1963): Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage.- Proc. Inst. Civ. Eng., 26, 469-482; London.
- BRECHTEL; H. M. (1971): Die Bedeutung der forstlichen Bodennutzung bei der Erwirtschaftung eines optimalen Wasserertrages.- Z. dt. Geol. Ges. 122, 57-70; Hannover.
- BRECHTEL, H. M. & von HOYNINGEN-HUENE, J. (1978): Einfluß der Verdunstung verschiedener Vegetationsdecken auf den Gebietswasserhaushalt.- Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau, H. 40, 172-223; Hamburg und Berlin (Paul Parey).
- CHATTERJEE, B. & HAIDER, B. & KRETNER, R. & LECHLE, M. & RAU-ERT, W. & ROSNER, G. & SALVAMOSER, J. & WOLF, M. (1984): Bericht über Messungen der terrestrischen Strahlung und der radiologischen Belastung von Oberflächen- und Grundwässern im Raum Schwandorf.- GSF-Bericht 13/85, 29 S.;

München (Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung).

- CHILDS, E. C. (1969): An Introduction to the Physical Basis of Soil Water Phenomena.- 493 S.; London, New York, Sydney, Toronto (J. Wiley & Sons).
- CHOW, V. T. (1952): On the Determination of Transmissivity and Storage Coefficients from Pumping Test Data.- Am. Geophys. Union Trans., 33, 397-404; Washington, D.C.
- COOPER, H. H. & JACOB, C. E. (1946): A Generalized Graphical Method for Evaluating Formation Constants and Summarizing Well Field History.- Am. Geophys. Union Trans., 27, 526-534; Richmond, VA.
- CRAMER, P. (1964): Tektonik.- In: Erläuterungen zur Geologischen Karte von Bayern 1:500000.- München (Bayerisches Geologisches Landesamt).
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (1979): DIN 4049, Teil 1, Hydrologie, Begriffe quantitativ.- 54 S.; Berlin & Köln (Beuth).
- DOBEN, K. & HELLER, F. (1968): Erläuterungen zur Geologischen Karte von Bayern 1:25000, Blatt Nr. 6637 Rieden.- München (Bayerisches Geologisches Landesamt).
- DVWK, DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU e.V. (1982): Ermittlung des nutzbaren Grundwasserdargebots. 2 Bände.- Schriftenreihe des DVWK, H. 58, 670 S.; Hamburg und Berlin (Paul Parey).
- ERNSTBERGER, H. & SOKOLLEK, V. (1983): Der Einfluß land- und forstwirtschaftlicher Bodennutzung auf die Absickerung aus dem durchwurzelten Bodenraum.- Z. dt. Geol. Ges. 134, 723-734; Hannover.
- GEYH, M. A. & KUCKELKORN, O. F. (1969): Zur Gliederung eines Grundwasserkörpers mit Hilfe von ^{14}C - und ^3H -Konzentrationsbestimmungen an Wasserproben.- gwf-Wasser/Abwasser, H. 50, 110. Jhg., 1394-1397, München.
- GÖHRE, H. (1949): Der Wasserhaushalt im Boden.- Z. f. Meteorologie, 3, 13-19; Potsdam.

- HAUDE, W. (1955): Zur Bestimmung der Verdunstung auf möglichst einfache Weise.- Mitt. Dt. Wetterdienst, 2 (11), 1-24; Bad Kissingen.
- HAUNSCHILD, H. (1973): Ein Bohrprofil durch das Deckgebirge des Bodenwöhrer Beckens.- Geologica Bavarica 67, 139-144; München.
- HILLEL, D. (1971): Soil and Water. Physical Principles and Processes.- 288 S.; New York, San Francisco, London (Academic Press).
- HORTON, R. E. (1923): Accuracy of Area Rainfall Estimates.- Monthly Weather Rev., 51, 348-353; Washington, D.C.
- HUBBERT, M. K. (1940): The theory of ground-water motion. - J. Geol. 48, 785-944; Chicago, Ill.
- KASTANEK, F. (1983): Die Versuchsdauer bei der Bestimmung der Saugspannungs-Wassergehaltsbeziehung verschiedener Böden.- Österreichische Wasserwirtschaft 35, H. 9/10, 235-
- KELLER, R. (Hrsg.) (1979): Hydrologischer Atlas der Bundesrepublik Deutschland.- Boppard (Boldt).
- KÖPF, E. & ROTHASCHER, A. (1980): Das natürliche Grundwasserdargebot in Bayern im Vergleich zu den Hauptkomponenten des Wasserkreislaufes.- Schriftenreihe Bayer. Landesamt f. Wasserwirtsch., H. 13, X+14 S., 7 Karten; München (Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft).
- KREFT, A. & LENDA, A. & TUREK, B. & ZUBER, A. & CZAUDERNA, K. (1974): Determination of Effective Porosities by the Two-Well Pulse Method.- In: Isotope Techniques in Groundwater Hydrology 1974, Vol. II, 295-312; Wien (IAEA).
- KREFT, A. & ZUBER, A. (1978): On the Physical Meaning of The Dispersion Equation and its Solutions for Different Initial and Boundary Conditions.- Chem. Eng. Sci. 33, 1471-1480; London.
- KRUSEMAN, G. P. & DE RIDDER, N. A. (1983): Analysis and Evaluation of Pumping Test Data.- 200 S.; Wageningen, Niederlande (International Institute for Land Reclamation and Improvement).

- LANGGUTH, H.-R. & VOIGT, R. (1980): Hydrogeologische Methoden.- 486 S.; Berlin, Heidelberg, New York (Springer).
- LENDÄ, A. & ZUBER, A. (1970): Tracer Dispersion in Groundwater Experiments.- In: Isotope Hydrology 1970, 619--641; Wien (IAEA).
- MALOSZEWSKI, P. & ZUBER, A. (1985): On The Theory of Tracer Experiments in Fissured Rocks with a Porous Matrix.- J. Hydrol. 79, 333-358; Amsterdam.
- MARCZINSKI, R. (1962): Die Geologie im Westteil des Bodenwöhrer Beckens (Blatt Wackersdorf). Mit einer Grundwasseruntersuchung im Oberturon.- Dipl.Arb. Univ. München (unveröffentlicht).
- MEIER & STRIEBEL (1984): Hydrogeologisches Gutachten, Teil 1.- Hannover (DWK, unveröffentlichtes Gutachten).
- MOSER, H. & RAUERT, W. (1980): Isotopenmethoden in der Hydrologie. Bd. 8, Lehrbuch der Hydrogeologie.- 400 S.; Berlin, Stuttgart (Borntraeger).
- MULL, R. & PARTNER (1984): Hydrogeologisches Gutachten, Teil 2, Modelluntersuchungen.- Hannover (DWK, unveröffentlichtes Gutachten).
- SCHEFFER, F. & SCHACHTSCHABEL, P. (1973): Lehrbuch der Bodenkunde.- 448 S.; Stuttgart (Enke).
- SCHNEIDER, G. (1971): Gutachten über die voraussichtliche Dauer der Grundwasserregeneration sowie die Füllung der vorgesehenen Seen im Grubenfeld Rauberweiher.- München (Bayerisches Geologisches Landesamt, unveröffentlichtes Gutachten).
- SEILER, K.-P. (1973): Durchlässigkeit, Porosität und Kornverteilung quartärer Kies-Sand-Ablagerungen des bayerischen Alpenvorlandes.- gwf/Wasser-Abwasser, 114. Jahrgang 1973, H. 8, 353-400; München.
- (1975): Nutzbares Hohlraumvolumen, auffüllbares Hohlraumvolumen und Speicherkoeffizient.- bbr, 26. Jahrg. 1975, H. 10, 363-365; Köln.
- SEILER, K.-P. & BAKER, D. (1985): Der Einfluß der Schichtung auf die Sickerwasserbewegung bei punkt- bzw. linienförmiger Infiltration.- Z. dt. Geol. Ges. 136, 659-672; Hannover.

- THEIS, C. V. (1935): The Relation between The Lowering of The Piezometric Surface and The Rate and Duration of Discharge of a Well Using Groundwater Storage.- Am. Geophys. Union Trans., 16, 519-524; Washington, D.C.
- THIESSEN, A. H. (1911): Precipitation for large areas.- Monthly Weather Rev., 39, 1082-1084; Washington, D.C.
- TILLMANN, H. (1952): Neue Aufschlüsse in der Trias des Bodenwöhrer Beckens (Oberpfalz).- Geologica Bavarica, 14, 31-40, München.
- " (1956): Zur Geologie des Oberpfälzer Tertiärs und seiner Lagerstätten.- In: Festschrift "50 Jahre Bayerische Braunkohlen-Industrie AG, Schwandorf."- Schwandorf (BBI).
- " (1959): Das Mesozoikum der Bodenwöhrer Senke.- In: BADER, H. (1959): Erläuterungen zur Geologischen Karte von Bayern 1 : 25000, Blatt Nr. 6640 Neunburg vorm Wald.- München (Bayerisches Geologisches Landesamt).
- " (1965): Beitrag im Gutachten zur Hydrogeologie Rauberweiherhaus.- München (Bayerisches Geologisches Landesamt, unveröffentlicht).
- " (1982): Erläuterungen zu einer Grundwassergleichen- und Strömungskarte (unveröffentlicht).
- TOTH, J. (1962): A theory of groundwater motion in small drainage basins in central Alberta, Canada.- J. geophys. Research 67, 4375-4387; Washington, D.C.
- VILLINGER, E. (1977): Über Potentialverteilung und Strömungssysteme im Karstwasser der Schwäbischen Alb.- Geol. Jb., C 18, 93 S.; Hamburg.
- ZUBER, A. (1974): Theoretical Possibilities of The Two-Well Pulse Method.- In: Isotope Techniques in Groundwater Hydrology, Vol. II., 277-294; Wien (IAEA).
- " (1983): Models for Tracer Flow.- In: Tracer Methods in Isotope Hydrology. IAEA-TECDOC-291, 67-112; Wien (IAEA).

ZUBER, A. (1985): Review of Existing Mathematical Models for Interpretation of Tracer Data in Hydrology.- Report NO. 1270/AP, 59 S.; Krakau (Institute of Nuclear Physics).

T A B E L L E N

STATION (m ü. NN)	JAHRESREIHEN: MITTLERER JAHRES- NIEDERSCHLAG (mm/a)	LANG- JÄHRIGER MITTEL- WERT (mm/a)	FLÄCHENANTEIL AN DER GESAMTFLÄCHE DES EINZUGSGEBIETES (km ²)
Schwandorf (365)	1951-1967: 704+	+ 686	4,9
	1961-1967: 744*	* 706	
	1972-1983: 668+		
Alten- schwand (410)	1951-1967: 698+	+ 722	6,5
	1961-1967: 709*	* 727,6	
	1972-1983: 668+		
Rauber- weiherhaus (380)	1961-1967: 597	593	47,1
	1972-1983: 589		
		Summe	58,5

Tab. 1: Mittlere Jahresniederschläge der 3 Meßstationen und ihre Flächenanteile am Einzugsgebiet.

(Berechnung des langjährigen Mittelwerts:
 + = nur Jahresniederschlag mit +
 * = Jahresniederschlag mit + und * .)

KOMPONENTE mm/a	BERECHNUNGSMETHODE	WERT DER KOMPONENTE	BERECHNETE ABFLUßHÖHE mm/a
Niederschlag	Mittelsenkrechten- Verfahren	704 mm	
	Winterniederschlag	281 mm	
Verdunstung	Verdunstungshöhe des Nadelwaldes	78,6% d.N.	150
	Winterniederschlag und Verd. d. Kiefer	45% d.N.	154,5
Abfluß	Au aus Aquiferdaten		116
	aus Fördermengen bei der Absenkung		142

Tab. 2: Überblick über die Wasserhaushaltskomponenten und den nach verschiedenen Methoden berechneten Abfluß.

METHODE	PEGEL	T	K	S
CHOW (1952)	1 Kf a	3,4E-5	1,7E-6	6,3E-4
	1 Kf b	6,4E-5	3,2E-6	5,3E-4
COOPER & JACOB (1946)	1 Kf a	4,9E-5	2,4E-6	4,2E-4
	1 Kf b	8,4E-5	4,2E-6	4,0E-4
BOULTON (1963)	1 Kf a	1,9E-5	9-9,5E-7	4,3E-4
				bis 3,0E-2
	1 Kf b	4,0E-5	2,0E-6	4,7E-4
		bis 1,0E-4	bis 5,0E-6	bis 5,0E-2

Tab. 3: Ergebnisse der Pumpversuche im Brunnen 1 Kf, berechnet nach Absenkverfahren.

T = Transmissivität [m^2/s], K = hydraulische Durchlässigkeit [m/s], S = Speicherkoeffizient.

METHODE	PEGEL	T [m ² /s]	K [m/s]
THEIS + JACOB (THEIS 1935)	1 Kf mit Korrektur für Sickerstrecke	$1 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-7}$
	LB 2	$6 \cdot 10^{-6}$	$9 \cdot 10^{-7}$
	L 38	$3 \cdot 10^{-6}$	$2 \cdot 10^{-7}$
	O 30	$9 \cdot 10^{-7}$	$9 \cdot 10^{-8}$
(13.10.1983)	P 28	$2 \cdot 10^{-6}$	$2 - 3 \cdot 10^{-7}$
(21.8.1984)	P 28	$2 \cdot 10^{-5}$	$2 - 3 \cdot 10^{-6}$
	T 32	$4 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-6}$
	V 20	$2 \cdot 10^{-8}$	$3 \cdot 10^{-9}$

Tab. 4: Ergebnisse der Pumpversuche in Pegeln auf dem Rotkreuzhügel, berechnet aus dem Wiederanstieg.

T = Transmissivität; K = Durchlässigkeit.

Pegel	Transmissivität m^2/s	K - Wert m/s
A 1	$2 * 10^{-5}$	$4 * 10^{-6}$
A 1	$8 * 10^{-7}$	$2 * 10^{-7}$
A 2	$3 * 10^{-6}$	$7 * 10^{-7}$
A 3	$3 * 10^{-6}$	$6 * 10^{-7}$
A 3	$9 * 10^{-6}$	$2 * 10^{-6}$
B 1	$2 * 10^{-6}$	$6 * 10^{-7}$
B 1	$3 * 10^{-7}$	$7 * 10^{-8}$
B 3	$6 * 10^{-6}$	$2 * 10^{-6}$
B 3	$1 * 10^{-5}$	$3 * 10^{-6}$
C 1	$6 * 10^{-6}$	$2 * 10^{-6}$
C 1	$8 * 10^{-6}$	$2 * 10^{-6}$
C 2	$9 * 10^{-6}$	$2 * 10^{-6}$
	$(5 * 10^{-5})$	
C 2	$3 * 10^{-6}$	$7 * 10^{-7}$
C 3	$5 * 10^{-6}$	$1 * 10^{-6}$
C 3	$4 * 10^{-6}$	$1 * 10^{-6}$
C 4	$4 * 10^{-6}$	$9 * 10^{-7}$
D 1	$5 * 10^{-6}$	$1 * 10^{-6}$
D 3	$1 * 10^{-6}$	$4 * 10^{-7}$
D 3	$8 * 10^{-6}$	$2 * 10^{-6}$

Tab. 5: Ergebnisse der Pumpversuche im Versuchsfeld, berechnet aus dem Wiederanstieg nach THEIS & JACOB.

PEGEL	TEUFE [m]	K [m/s] u - m	K [m/s] m - o	n_e' [Vol. %]
A 1	4,3 - 4,5	3,3 E-5	7,2 E-5	5
A 2	1,1 - 1,5	4,9 E-7	2,3 E-6	--
A 3	0,8 - 1,1	1,0 E-4	----	4,8
	1,7 - 2,1	2,2 E-6	2,5 E-6	14,5
A 4	3,5 - 3,8	6,4 E-5	2,0 E-5	8,8
B 1	0,7 - 1,0	2,6 E-5	----	2,5
	2,5 - 2,8	9,4 E-8	4,8 E-7	6,5
B 2	1,2 - 1,5	*****	2,2 E-6	3
	3,5 - 4,0	3,0 E-5	3,0 E-5	6,3
B 3	0,4 - 0,5	1,3 E-5	----	2,7
	2,1 - 2,4	6,0 E-6	****	5
		4,0 E-6	6,0 E-6	--
	3,5 - 3,8	3,2 E-5	1,1 E-5	8,4
B 4	1,2 - 1,5	3,8 E-4	----	11
	3,5 - 3,8	5,0 E-5	1,1 E-5	9,3
C 1	2,5 - 3,1	4,7 E-6	8,4 E-6	8,4
C 2	0,7 - 0,9	3,5 E-5	----	3,4
	1,3 - 1,5	3,4 E-4	3,6 E-4	7,5
	3,2 - 3,5	1,2 E-5	4,4 E-5	16,2
	4,0 - 4,3	3,7 E-5	5,8 E-5	9,6
C 3	0,7 - 1,0	6,7 E-4	6,7 E-4	8,1
	2,5 - 2,8	4,7 E-6	2,7 E-6	14
C 4	2,5 - 2,8	5,4 E-6	5,6 E-6	11
D 1	0,4 - 0,7	1,7 E-5	----	2,8
	2,5 - 2,9	3,0 E-6	4,0 E-6	8,7
D 2	1,2 - 1,5	9,0 E-6	----	14,4
D 3	3,3 - 3,7	3,3 E-5	8,6 E-6	12

Tab. 6: Durchlässigkeit K_{10} und spontan entwässerbares Hohlraumvolumen n_e' aus Permeameterversuchen.
 ***** = nicht ausgewertet; ----- = keine Messung.
 u, m, o = unteres, mittleres, oberes Manometerrohr.

BRUNNEN	PEGEL	x [m]	GEFÄLLE	h [m]	Q [l/s]
---------	-------	-------	---------	-------	---------

79	103	144	0,014	45	16
86	45	55,5	0,066	55	11
110	109	3,2	0,3	30	7
123	135	23	0,17	30	16
124	136	15,5	0,97	20	2
147	150	13,7	0,36	30	2
158	137	8,2	0,7	25	6

Tab. 7: Liste der Brunnen, in denen ein Tracerdurchgang gemessen wurde.

x = Entfernung Pegel-Brunnen; h = Höhe der Wassersäule im Brunnen; Q = Förderrate.

MESSUNGEN AUS DEN MARKIERUNGEN						v _a 3	
Brunnen: Tracer		t ₃	v _a 1	v _a 2	v _a 3	BERECHNET	
t ₁	t ₂					AUS ZYL. am Pegel	ZUFLUSS am Brunnen

<u>79: U</u> 46 h	35 d	133 d	75	4,1	1,1	0,14	98
<u>86: U</u> 182 h	36 d	230 d	7,3	1,54	0,24	0,2	55
<u>110: U</u> 20 min	2 h	0,285 d	230	38,4	11,2	4	64
<u>123: 82-Br, U</u> 22 min	44 min	---	1505	753	---	1,3	146
<u>124: U</u> 67 h	11 d	59 d	5,5	1,4	0,26	0,4	27,5
<u>147: 82-Br, U</u> 35 d	93 d	156 d	0,4	0,15	0,09	0,3	18,3
<u>158: E</u> 32 min	46 min	72 min	369	256	164	1,6	66
<u>158: U</u> 17 min	62 min	88 min	694	190	134	1,6	66

Tab. 8: Liste der Abstandsgeschwindigkeiten aus den Markierungsversuchen und aus Berechnungen.

t₁ = Zeitpunkt des ersten Einsatzes des Tracers im Brunnen;
t₂ = Zeitpunkt des Kurvenmaximums; t₃ = Zeitpunkt des Kurvenschwerpunkts; v_a 1 = maximale Abstandsgeschwindigkeit;
v_a 2 = häufigste Abstandsgeschwindigkeit; v_a 3 = mittlere Abstandsgeschwindigkeit.

Alle Abstandsgeschwindigkeiten in m/d. Bei den Berechnungen wurde ein n_{eff} von 0,25 und ein Brunnendurchmesser von d = 0,4 m zugrundegelegt.

BRUNNEN NR. 2.11.1983

6.3.1984

7.8.1984

77	37,5 $\pm$ 4,1	35,6 $\pm$ 4,1	29,5 $\pm$ 3,2
79	37,0 $\pm$ 4,1	34,1 $\pm$ 3,2	22,1 $\pm$ 3,9
86	27,7 $\pm$ 4,0	26,0 $\pm$ 4,7	-----
88	35,2 $\pm$ 3,5	34,4 $\pm$ 3,9	33,5 $\pm$ 5,7
108	18,9 $\pm$ 3,4	22,4 $\pm$ 4,1	25,3 $\pm$ 5,4
110	41,0 $\pm$ 4,0	36,9 $\pm$ 4,9	33,3 $\pm$ 5,1
113	15,8 $\pm$ 2,8	17,0 $\pm$ 3,3	14,1 $\pm$ 5,6
123	19,8 $\pm$ 2,8	-----	12,4 $\pm$ 3,7
124	12,1 $\pm$ 3,6	[a: 13,6 $\pm$ 3,4] [b: 11,9 $\pm$ 0,8]	6,5 $\pm$ 4,0
145	24,0 $\pm$ 2,6	28,7 $\pm$ 2,8	26,2 $\pm$ 4,0
147	26,0 $\pm$ 2,9	18,1 $\pm$ 3,0	[c: 22,0 $\pm$ 1,7]
148	26,1 $\pm$ 2,7	28,0 $\pm$ 3,6	25,5 $\pm$ 4,7
151	15,7 $\pm$ 2,4	17,2 $\pm$ 4,3	16,2 $\pm$ 5,5
152	20,7 $\pm$ 3,9	23,7 $\pm$ 3,2	26,6 $\pm$ 4,9
153	14,8 $\pm$ 3,4	11,2 $\pm$ 3,0	10,7 $\pm$ 6,3
154	20,9 $\pm$ 3,5	26,3 $\pm$ 2,6	28,8 $\pm$ 4,5
158	5,9 $\pm$ 3,1	9,8 $\pm$ 4,0	9,9 $\pm$ 2,8

Murnersee, N-Ende	30,9 $\pm$ 2,7
" Rauberweiherhaus	29,9 $\pm$ 2,9
Brückelsee, SE-Ende	25,6 $\pm$ 2,7
" Fa. Eckart	25,3 $\pm$ 2,6
Lindensee	34,1 $\pm$ 3,1
Ausee	22,2 $\pm$ 3,0

Tab. 9: Tritiumgehalte (T.U. $\pm$ 2 δ) in Grundwasserproben aus BBI-Brunnen und in den Tagebauseen.

In Klammern: Meßwerte von CHATTERJEE et al. (1984):
(a) 17.4.1984, (b) 10.5.1984, (c) 10.7.1984.

VERSUCH	BEREG- NUNGSMEN- GE [mm/d]	TRACER	t_1 [h]	t_2 [h]	t_3 [h]	v_{as1} [m/a]	v_{as2} [m/a]	v_{as3} [m/a]
1.	60	Uranin	101	1464	1488	277,5	19	18,8
2.	180	Eosin	125,5	339	600	223	82,6	46,7 ⁽⁺⁾

Tab. 10: Übersicht über die Ergebnisse der Sickerwasserversuche

t_1 = erster Einsatz des Tracers, t_2 = Maximum der Durchgangskurve, t_3 = Schwerpunkt der Durchgangskurve. v_{as1} = maximale Abstandsgeschwindigkeit, v_{as2} = häufigste Abstandsgeschwindigkeit, v_{as3} = mittlere Abstandsgeschwindigkeit.
 (+ Dieser Wert ist nur mit Einschränkung verwendbar; siehe dazu Kap. 10.4.2.)

ABGEDECKTE GEOLOGISCHE KARTE

DES UNTERSUCHUNGSGEBIETES

nach MARCZINSKI 1962, MEIER + STRIEBEL 1984, TILLMANN 1955.
und eigenen Geländeaufnahmen.

LEGENDE

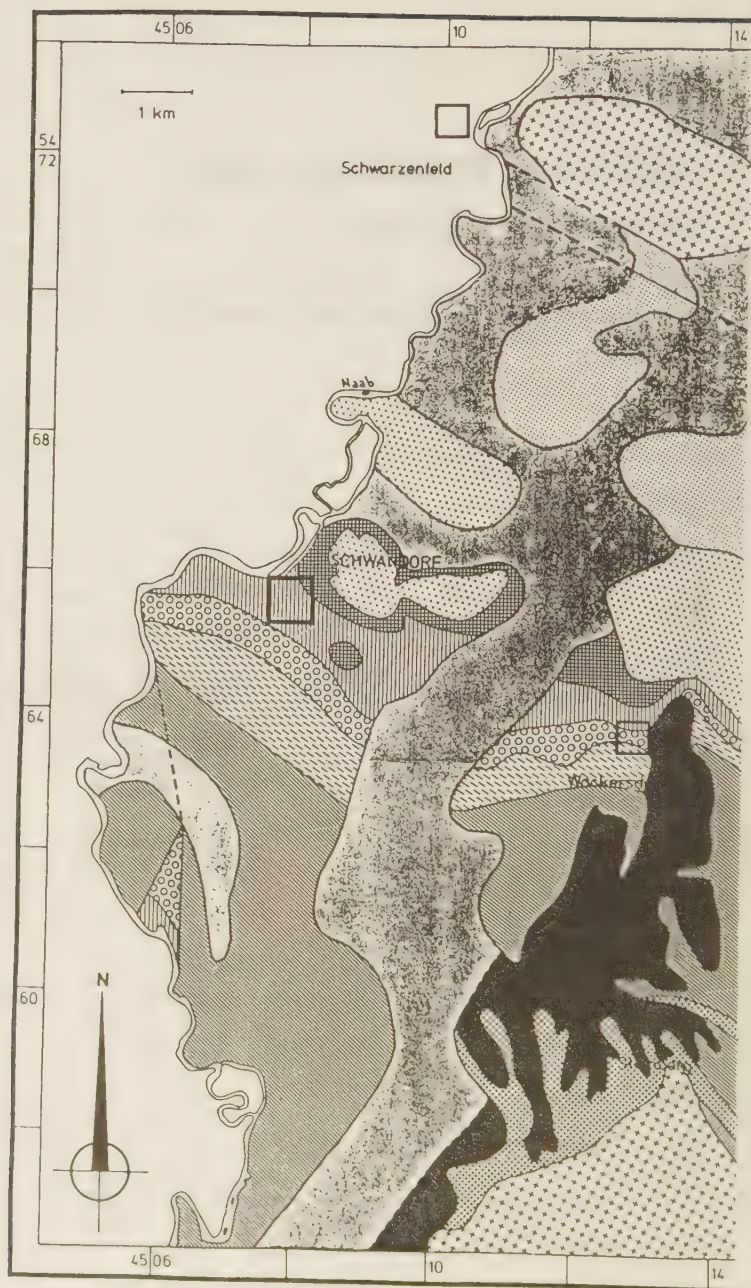
	kohleführend	TERTIÄR
	tonig-sandig	
	M.-Turon — Emscher	KREIDE
	O.-Cenoman — U.-Turon	
	U.-Cenoman — M.-Cenoman	
	Dogger β	JURA
	Ob. Lias + Dogger α	
	Rhätolias + Unt. Lias (α - γ)	
	Feuerletten	TRIAS
	Bunter Keuper	
	Buntsandstein	
	Permotrias	
	Kristallin des Bayerischen Waldes	

Am Kristallinrand:

	KREIDE (allgemein)
	Oberturon
	Reinhausener Schichten, Schutzfels- schichten, Amberger Erzformation
	TRIAS (allgemein)
	Pfahlquarz
	Verwerfung: a) nachgewiesen b) vermutet

β = Dogger β

bk + lo = Bunter Keuper, Ob. Lias



18

22

Anlage 1

ABGEDECKTE
GEOLOGISCHE KARTE
DES UNTERSUCHUNGSGEBIETES

54
72

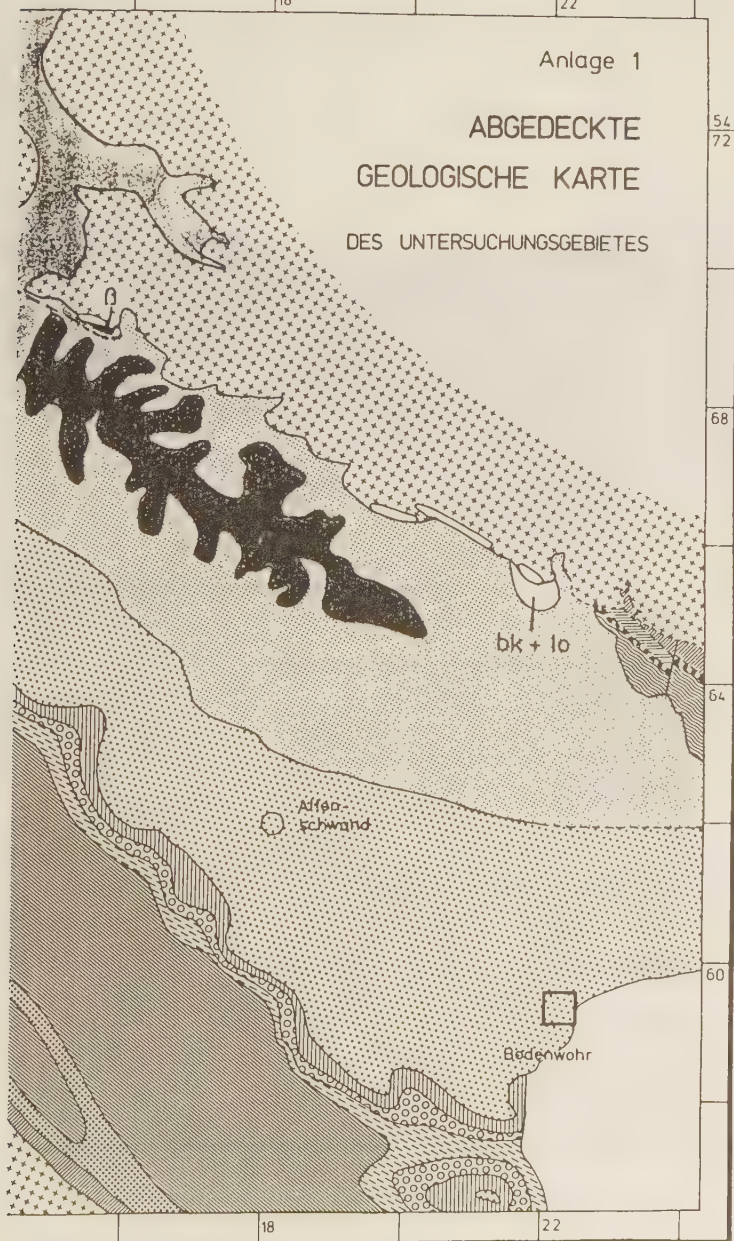
68

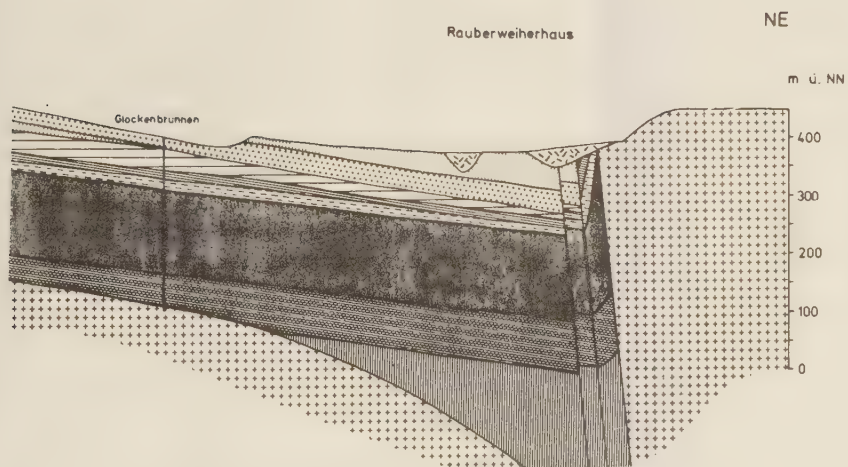
64

60

18

22



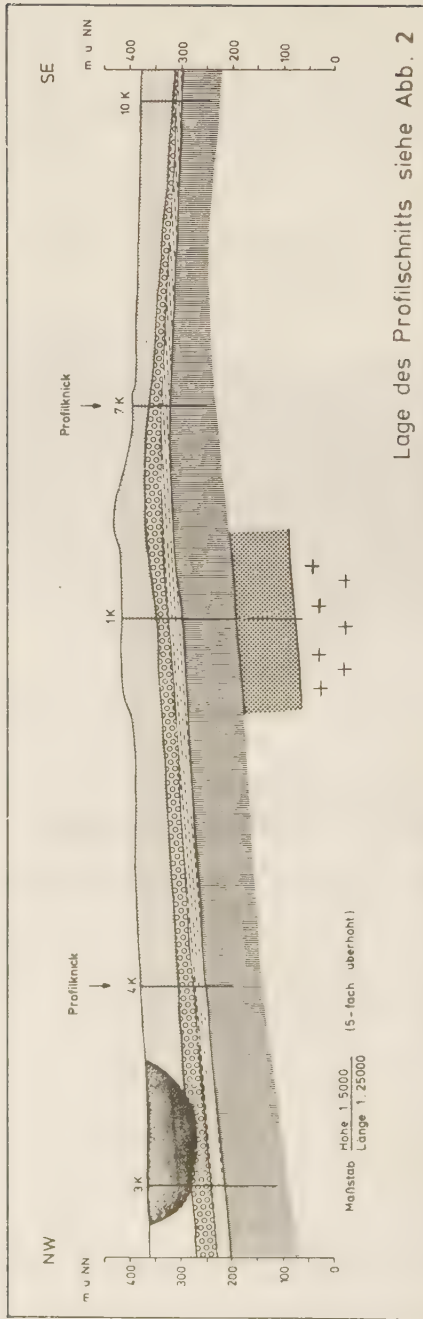


GEOLOGISCHES QUERPROFIL DURCH DIE BODENWÖHRER SENKE

nach TILLMANN 1980, MEIER + STRIEBEL 1984

Schichtverlauf und -ausbisse sind
generalisiert dargestellt.

Anlage 2



Lage des Profilschnitts siehe Abb. 2

Anlage 3

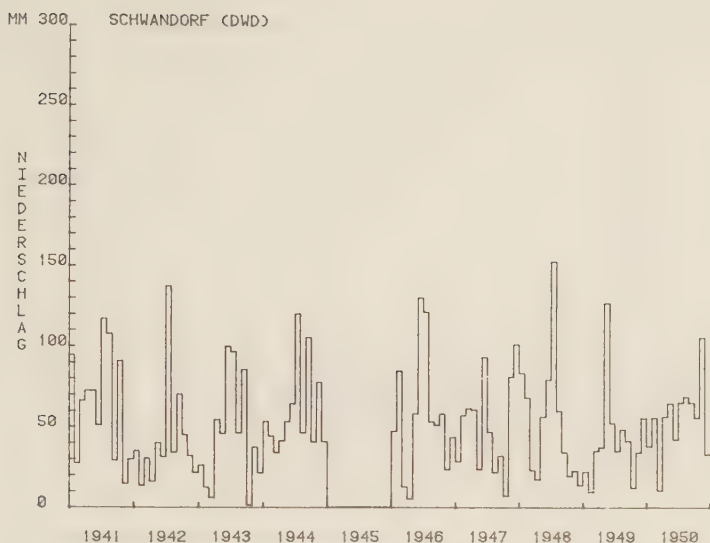
GEOLOGISCHES LÄNGSPROFIL DURCH DIE BODENWÖHRER SENKE

im Untersuchungsgebiet
nach MEER + STREBEL 1984

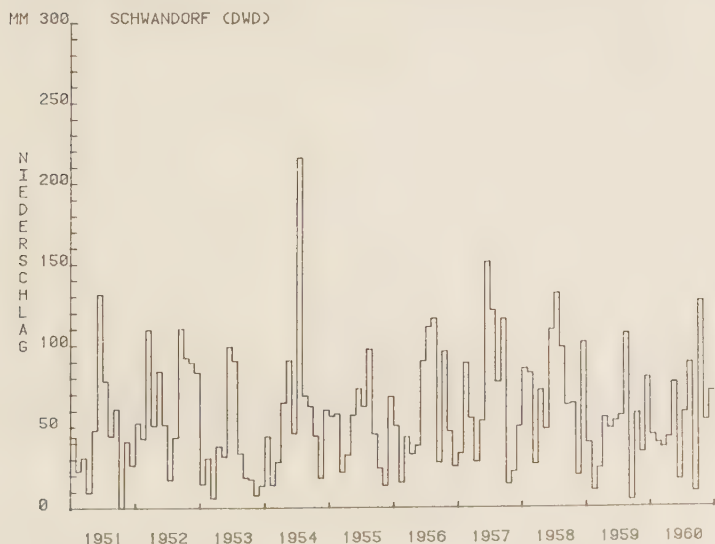
3 K = Hydrogeologische Bohrungen

LEGENDE :

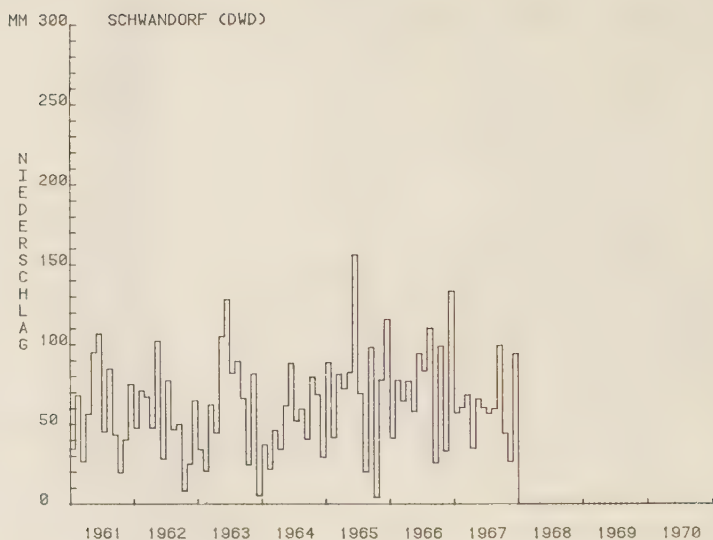
	FEUERLEITEN		TERTIÄR
	SANDSTEINKÖRPER		OBERKREIDE
	BUNTSANDSTEIN UND PERMOTRIAS		JURA
	KRYSTALLIN		



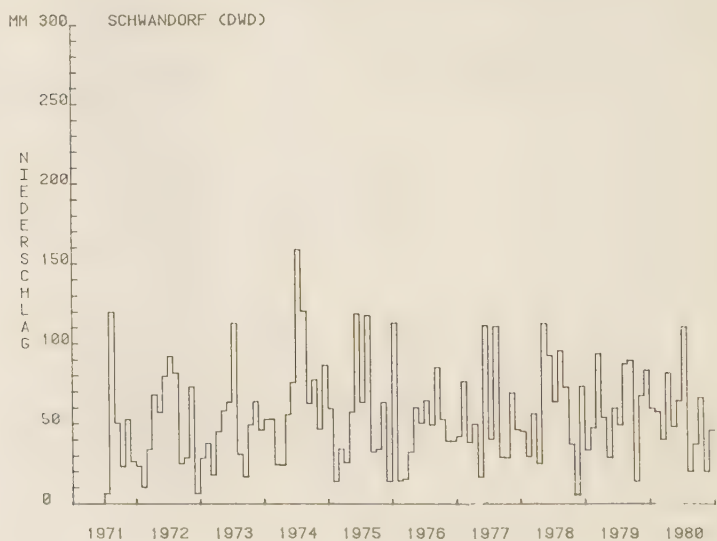
Anl. 4 a: Ganglinie des Niederschlags (in mm/Monat) an der Station Schwandorf des DWD, 1941 - 1950.
Für das Jahr 1945 liegen keine Meßwerte vor.



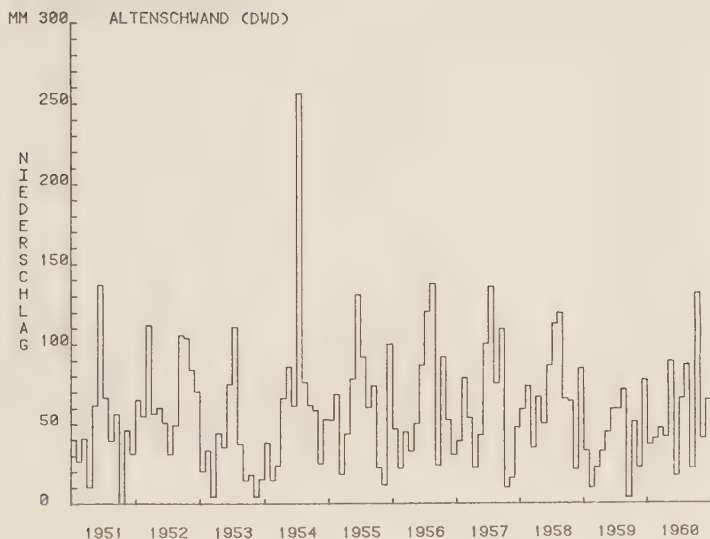
Anl. 4 b: Ganglinie des Niederschlags (in mm/Monat) an der Station Schwandorf des DWD, 1951 - 1960.



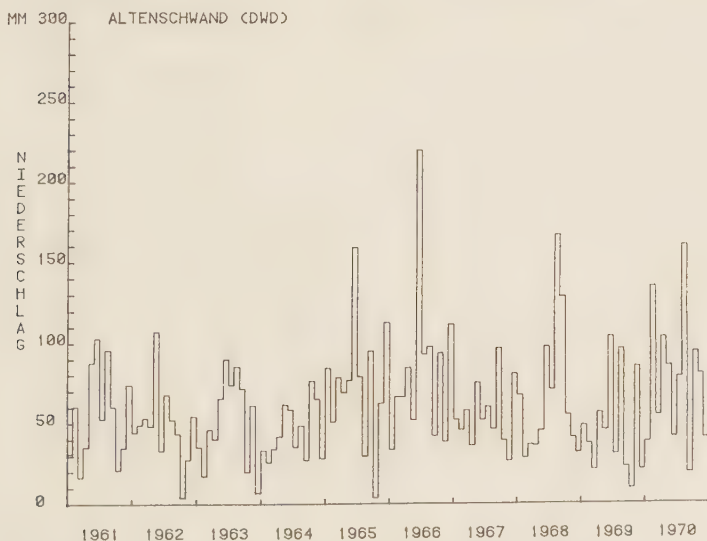
Anl. 4 c: Ganglinie des Niederschlags (in mm/Monat) an der Station Schwandorf des DWD, 1961 - 1967.



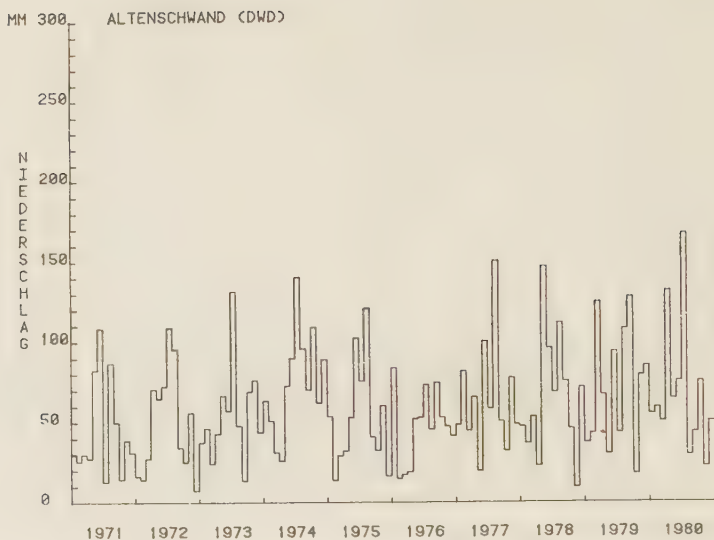
Anl. 4 d: Ganglinie des Niederschlags (in mm/Monat) an der Station Schwandorf des DWD, 1971 - 1980.



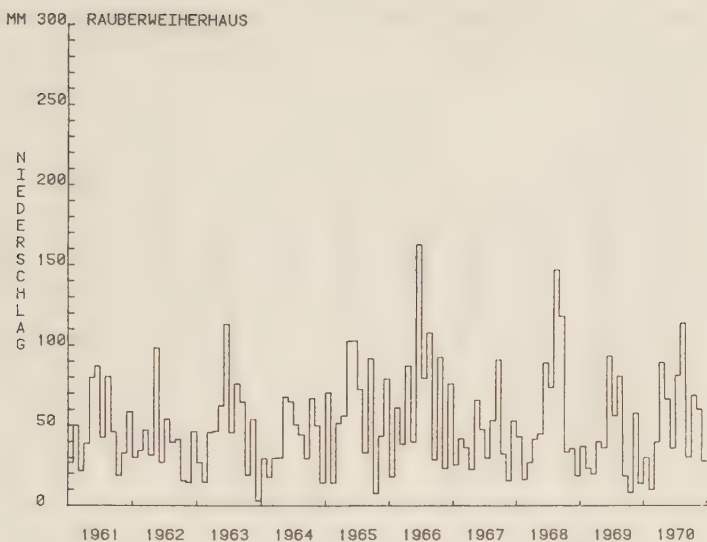
Anl. 5 a: Ganglinie des Niederschlags (in mm/Monat) an der Station Altenschwand des DWD, 1951 - 1960.



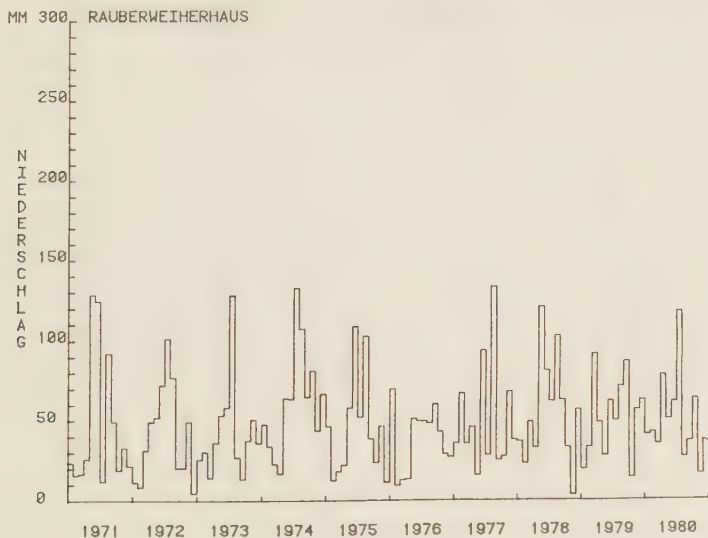
Anl. 5 b: Ganglinie des Niederschlags (in mm/Monat) an der Station Altenschwand des DWD, 1961 - 1970.



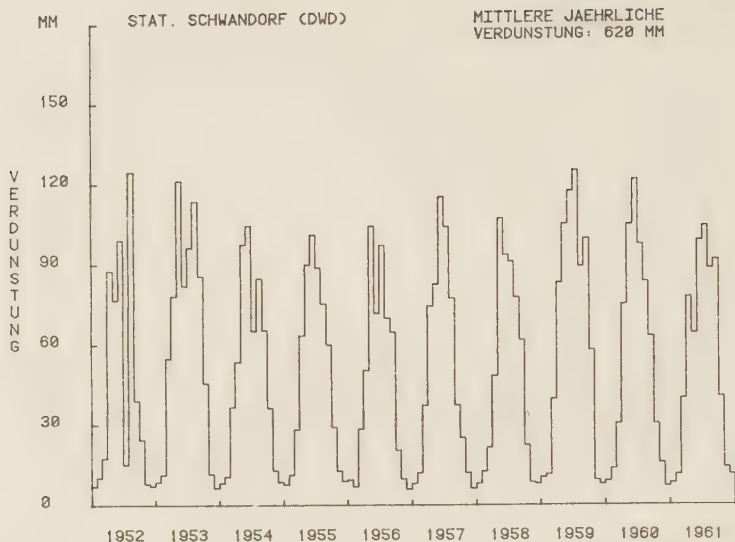
Anl. 5 c: Ganglinie des Niederschlags (in mm/Monat) an der Station Altenschwand des DWD, 1971 - 1980.



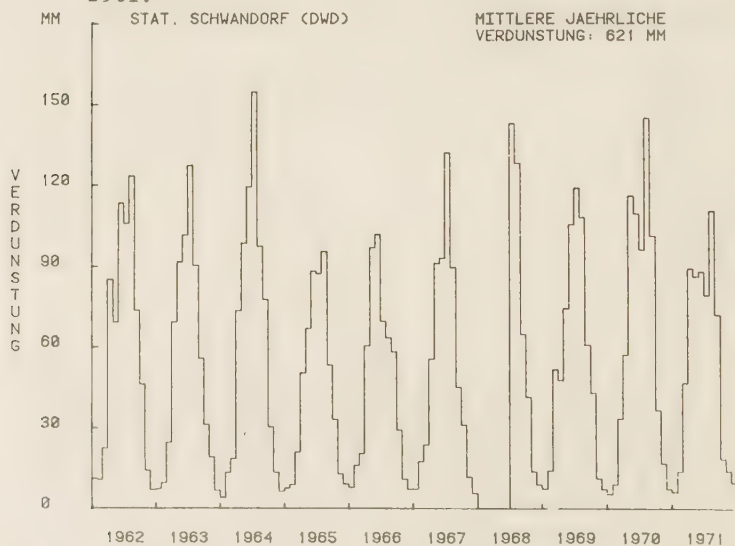
Anl. 6 a: Ganglinie des Niederschlags (in mm/Monat) an der Meßstelle Rauberweiherhaus der BBI, 1961 - 1970.



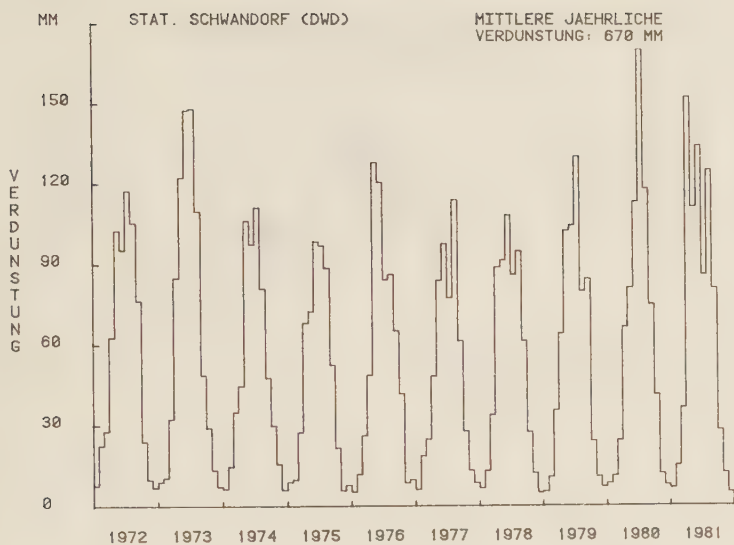
Anl. 6 b: Ganglinie des Niederschlags (in mm/Monat) an der Meßstelle Rauberweiherhaus der BBI, 1971 - 1980.



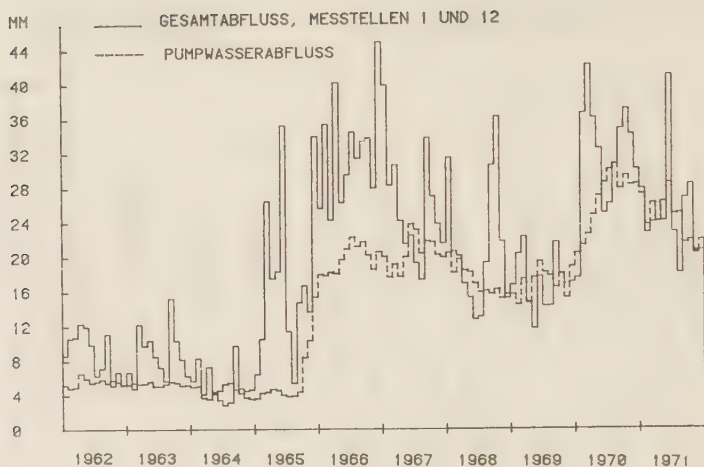
Anl. 7 a: Ganglinie der potentiellen Verdunstung (in mm/Monat) an der Station Schwandorf des DWD, 1952 - 1961.



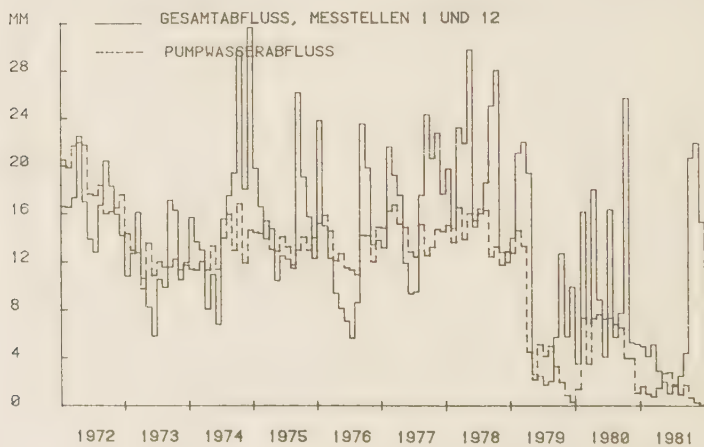
Anl. 7 b: Ganglinie der potentiellen Verdunstung (in mm/Monat) an der Station Schwandorf des DWD, 1962 - 1971.



Anl. 7 c: Ganglinie der potentiellen Verdunstung (in mm/Monat) an der Station Schwandorf des DWD, 1972 - 1981.



Anl. 8 a: Ganglinie des Abflusses (in mm/Monat) in den Meßstellen 1 und 12, 1962 - 1971.



Anl. 8 b: Ganglinie des Abflusses (in mm/Monat) in den Meßstellen 1 und 12, 1972 - 1981.

LEBENS LAUF

29.12.1954 Geburt in Nürnberg als zweites Kind.
Vater: Theodor Leo Heinemann, Industriekaufmann
Mutter: Anna Maria, geb. Arns, Hausfrau

Familienstand: ledig

10/1960 - 5/1974 Besuch der Deutschen Schule Mailand

22.5.1974 Reifeprüfung an der Deutschen Schule Mailand

9/1974 - 7/1976 Ausbildung zum Bankkaufmann
Bayerische Vereinsbank München

9/1976 - 3/1983 Studium der Geologie/Paläontologie
Universität München

5/1983 - 4/1986 Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter
am Institut für Radiohydrometrie der Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung, München.

Meine akademischen Lehrer waren:

G. Angenheister, Th. Bechstädt, V. Fahlbusch, E. Flügel, F. T. Fürsich, H. G. Gierloff-Emden, W.-D. Grimm, H. Hagn, D. Herm, R. Herold, R. Hesse, R. Höll, H. G. Huckenholz, H. Immel, H. Jagodzinski, W. Jung, D. D. Klemm, L. Masch, H. Moser, K. Schmidt, K.-P. Seiler, G. Troll.

